

Der Brückenbau.

Nach Vorträgen,

gehalten an der deutschen technischen Hochschule in Prag

von

Dr. Ing. h. c. Joseph Melan

Hofrat, o. ö. Professor des Brückenbaues.

III. Band, 1. Hälfte.

Eiserne Brücken I. Teil.

Mit 517 Abbildungen im Text.

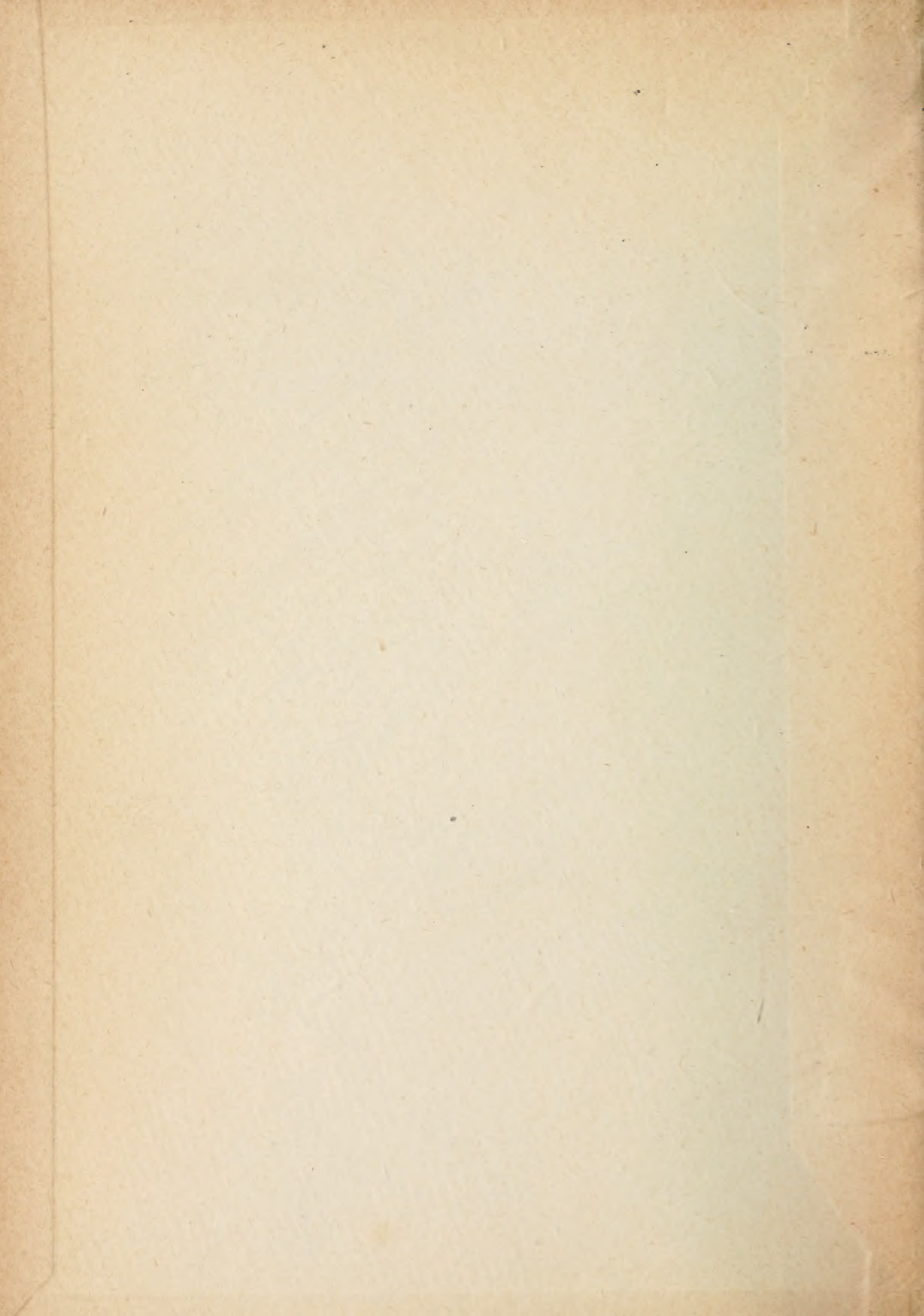
Zweite, erweiterte Auflage.

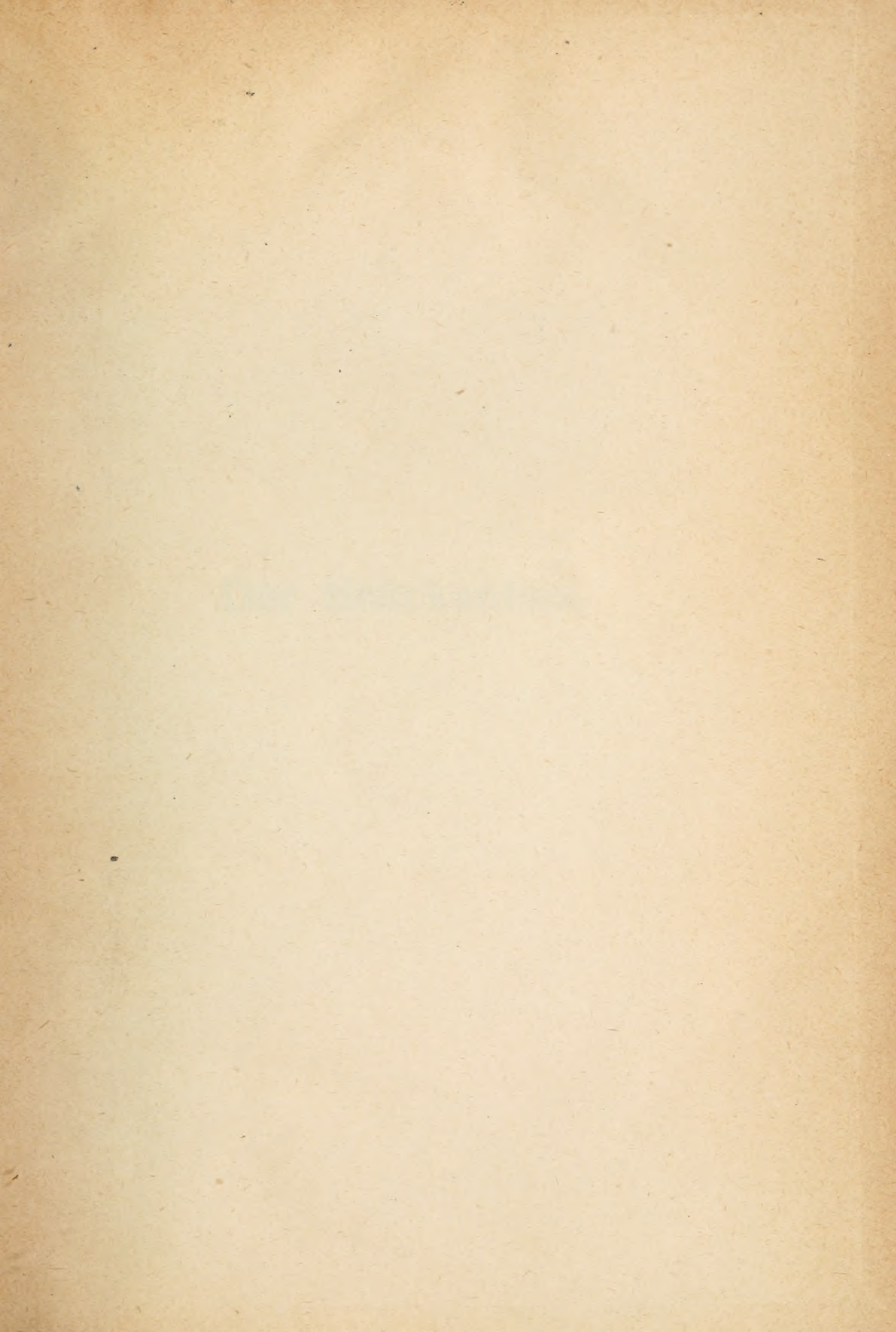
Leipzig und Wien.

Franz Deuticke.

1921.

Verlags-Nr. 2676







Der Brückenbau.



Der Brückenbau.

Nach Vorträgen,
gehalten an der deutschen technischen Hochschule in Prag

von

Dr. Ing. h. c. Joseph Melan
Hofrat, o. ö. Professor des Brückenbaues.

III. Band, 1. Hälfte.

Eiserne Brücken I. Teil.

Mit 517 Abbildungen im Text.

Zweite, erweiterte Auflage.



Leipzig und Wien.
Franz Deuticke.
1921.

Verlags-Nr. 2676.

Buchdruckerei Carl Fromme, G. m. b. H., Wien V.

Vorwort zur ersten Ausgabe des dritten Bandes.

Die eisernen Brücken sind trotz des Aufschwunges, den der Bau der Stein-, Beton- und Eisenbetonbrücken in neuerer Zeit genommen hat, heute noch immer die wichtigsten, zahl- und formenreichsten und in ihren Einzelheiten am vollkommensten ausgebildeten Objekte des Brückenbaues. Ihre eingehendere Behandlung in den diese Disziplin umfassenden Vorträgen erscheint daher gerechtfertigt und geboten, wenn sie auch nur weit davon entfernt bleiben kann, vollständig und erschöpfend zu sein. Im übrigen waren auch bei Abfassung des in seiner ersten Hälfte vorliegenden dritten Bandes meiner Vorträge die gleichen Gesichtspunkte maßgebend, die in der Vorrede zum ersten Bande angeführt wurden.

Hienach soll zunächst den Studierenden ein nicht allzu umfangreiches Lehrbuch an die Hand gegeben werden, das sie zu selbständigem Konstruieren anleitet, ihnen zur kritischen Beurteilung ausgeführter Bauwerke verhilft und auf Grund guter Ausführungsbeispiele die Grundsätze möglichst einwandfreier Konstruktionen vermittelt. Natürlich muß bei einer Einführung in den Eisenbrückenbau die Vertrautheit mit den Lehrern der Baustatik und der Theorie der Brücken vorausgesetzt werden. Diese werden demnach in dem vorliegenden Werke auch nicht systematisch, sondern nur soweit als deren Resultate und ihre Anwendung in Betracht kommen, behandelt.

Für den modernen Eisenbrückenbau geben besonders die Ausführungen in Deutschland zahlreiche mustergültige und vorbildliche Beispiele, die man im vorliegenden Werke auch vielfach benützt findet. Neben ihnen haben auch die neueren Brücken in Österreich, namentlich die vom Arbeitsministerium projektierten, manche gute Vorbilder geliefert. Ältere Konstruktionen wurden nur soweit kurz berührt, als es wünschenswert schien, durch Andeutungen über die geschichtliche Entwicklung des Baues der eisernen Brücken den Studierenden das Verständnis für den Fortschritt unseres technischen Wissens und Könnens zu vermitteln und ihren Sinn für die Wertschätzung der Leistungen unserer Vorgänger zu wecken.

Um die Herausgabe, die sich durch die Anfertigung der Zeichnungen zu den Abbildungen bereits stark verzögerte, nicht allzusehr hinauszuschieben, werden die „Eisernen Brücken" in zwei Teilen erscheinen. Der vorliegende erste Teil behandelt den Baustoff und dessen zulässige Inanspruchnahme, die Konstruktionselemente des Eisenbaues, die Fahrbahnkonstruktionen und die Hauptträger der Balkenbrücken mit den Einzelheiten, die sich überhaupt auf genietete und Fachwerksträger beziehen, schließlich auch die Brückenauflager. Er umfaßt sonach das Wesentliche über die Konstruktion der Balkenbrücken, dem nur noch die Besprechung des Quer- und Windverbandes fehlt. Diese soll in dem zweiten, in Jahresfrist folgenden Teile nachgetragen werden, der auch die besonderen Konstruktionen der Ausleger- und durchgehenden Tragwerke, ferner der Bogen- und Hängebrücken, sowie Angaben über das Eigengewicht der eisernen Brücken enthalten wird.

Prag, im Oktober 1913.

J. Melan.

Vorwort zur zweiten Auflage.

In der vorliegenden Neu-Auflage der ersten Hälfte des dritten Bandes meines Lehrbuches ist in der Gliederung sowie auch in der Begrenzung des Stoffes gegenüber der ersten Auflage keine Änderung eingetreten, so daß die Ergänzung in gleicher Weise durch die zweite Hälfte des dritten Bandes gegeben bleibt. Eine sorgfältige Revision hat aber dazu veranlaßt, manche Abschnitte unter Rücksichtnahme auf neuere Arbeiten und Ausführungen entweder durch theoretische Betrachtungen oder durch Beigabe einiger neuer bemerkenswerten Ausführungsbeispiele zu ergänzen.

Prag, im April 1921.

J. Melan.

Inhaltsverzeichnis

zur ersten Hälfte des dritten Bandes.

V. Kapitel. Die Hauptträger der Balkenbrücken.

Eiserne Brücken.

I. Kapitel. Der Baustoff der eisernen Brücken, die Konstruktionselemente und Verbindungsmittel.

§ 1. Der Baustoff.

Das technisch verwendbare Eisen wird nach seiner Herstellungsart und nach der seine technischen Eigenschaften bedingenden Zusammensetzung, für die insbesondere der Gehalt an Kohlenstoff von Wichtigkeit ist, in Roh- oder Gußeisen, in Schmiedeeisen (Schweiß- und Flußeisen) und Stahl (Schweiß- und Flußstahl) unterschieden.

1. Gußeisen ist durch Umschmelzen gereinigtes graues Roheisen. Es ist das kohlenstoffreichste Eisen und enthält 2·3% und mehr Kohlenstoff, überdies auch noch andere teils schädliche, teils unschädliche Beimengungen, wovon die wichtigsten Silizium, Mangan, Phosphor und Schwefel sind. Weiches graues Gußeisen soll höchstens 1½ bis 3% Silizium und möglichst wenig Schwefel enthalten. Die Qualität läßt sich durch wiederholtes Umschmelzen und durch besondere Behandlung nach dem Gusse, insbesondere durch langsame Abkühlung verbessern. Bei der Formgebung der Gußstücke ist zu beachten, daß nicht allzu verschieden starke Teile vorkommen, da sonst infolge ungleicher Abkühlung innere Spannungen entstehen, die Sprödigkeit und Risse herbeiführen können.

Die Zugfestigkeit des Gußeisens beträgt im Mittel 1150 bis 1200 kg/cm^2, seine Druckfestigkeit 5000 bis 7000 kg/cm^2. Es existiert keine eigentliche Elastizitätsgrenze, der Elastizitätskoeffizient ist nicht konstant, sondern nimmt mit wachsender Beanspruchung ab; im Mittel kann dafür 1,000.000 kg/cm^2, gesetzt werden. Wegen der Sprödigkeit und geringen Zugfestigkeit des Gußeisens ist die zulässige Biegungsbeanspruchung auf der Zugseite nicht höher als mit 200 bis 250 kg/cm^2 anzunehmen.

Das spezifische Gewicht des Gußeisens ist im Mittel 7·25.

Der Rohguß findet heute im Brückenbau nur zu Nebenteilen Anwendung, zu Geländern, dekorativen Verkleidungen etc, zu Auflagerplatten und Lagerstühlen, die keine weitere Bearbeitung brauchen Für Auflagerkonstruktionen größerer Brückenträger wird aber jetzt in der Regel der festere Flußeisen- oder Stahlguß vorgezogen. Früher wurde Gußeisen auch zu den tragenden Teilen der Brücken verwendet. Die ersten eisernen Bogen- und Balkenbrücken waren ganz aus Gußeisen ausgeführt. Die erste gußeiserne Bogenbrücke wurde 1778 in England zu Coalbrookdale erbaut und noch im Jahre 1888 wurde Gußeisen zum Baue einer Bogenbrücke zu Belfast (28 *m* Stützweite) verwendet. Gußeiserne Balkenbrücken sind mit Stützweiten bis 20 *m* in den ersten englischen Eisenbahnen (etwa bis 1840) zahlreich ausgeführt worden. Später wurde das Gußeisen zu den auf Druck beanspruchten Gliedern der Fachwerksträger, zu den Druckgurten und Druckstreben, verwendet und es wurden solche Systeme ausgebildet, welche auf einer weitgehenden Anwendung des Gußeisens beruhten und einen bequemen Zusammenbau gestatteten. (Eiserne Howeträger, Schifkornbrücken.) Man ist aber nun schon seit langem von der Verwendung des Gußeisens zu den tragenden Teilen einer Brücke gänzlich abgekommen und es ist diese Verwendung auch durch die bestehenden behördlichen Vorschriften untersagt. Hiezu haben, ungeachtet der sonstigen Vorzüge des Gußeisens (Billigkeit, leichte Formgebung) ungünstige Erfahrungen geführt (in Österreich der 1868 erfolgte Einsturz der Schifkornbrücke über den Pruth bei Czernowitz unter einem darüberfahrenden Güterzuge), welche mit diesem spröden, gegen dynamische Einwirkungen wenig widerstandsfähigen Baustoffe gemacht worden sind.

Das schmiedbare Eisen (Schmiedeeisen und Stahl) wird aus dem Roheisen durch Verminderung des Kohlenstoffgehaltes unter 1·6% bei gleichzeitiger Ausscheidung nicht gewünschter Beimengungen erhalten. Der Unterschied von Schmiedeeisen und Stahl ist hauptsächlich an den Kohlenstoffgehalt gebunden. Schmiedeeisen besitzt weniger als 0·5% Kohlenstoff, hat einen hohen Schmelzpunkt (über 1600° C), ist schmiedbar und schweißbar aber nicht merklich härtbar. Als Stahl bezeichnet man dagegen jenes schmiedbare Eisen, welches bei größerem Kohlenstoffgehalt (0·5 bis 1·6%) größere Festigkeit und die Eigenschaft der Härtbarkeit besitzt. Als Baustoff kommt im heutigen Eisenbahnbau vornehmlich das weichere, nicht härtbare Schmideeisen in Betracht. Nach der Erzeugungsart, die auch einen verschiedenen Zustand am Ende des Herstellungsverfahrens zur Folge hat, wird dasselbe in Schweißeisen und Flußeisen unterschieden.

2. Das Schweißeisen wird aus dem Roheisen durch den Herdfrisch- oder Puddelprozeß gewonnen. Die Verunreinigungen, Silizium, Phosphor, Schwefel werden dabei durch Oxydation zum Teil verschlackt und wird die Entkohlung ziemlich weit getrieben, die Hitze aber nur soweit gesteigert, daß das Endprodukt, die Schweißeisenluppe, als teigige Masse erhalten wird. Diese wird unter dem Dampfhammer möglichst von der Schlacke befreit und dann zu Rohschienen oder Luppenstäben ausgewalzt. Letztere werden in Stücke geschnitten, zu Bündeln vereinigt (pakettiert), in Schweißhitze gebracht und schließlich zu Blechen und Formeisen ausgewalzt. Das Schweißeisen und die daraus hergestellten Walzfabrikate sind nie vollkommen schlackenfrei und es gibt die bündelartige Lagerung der Rohschienen Anlaß zu einer sehnigen Ausbildung, die sich bei den weicheren Sorten durch einen deutlich sehnigen Bruch kundgibt. Hiedurch unterscheidet sich das Schweißeisen von dem später zu besprechenden Flußeisen, dessen allerweichste Sorten höchstens eine Andeutung sehnigen Gefüges zeigen. Die sehnige Struktur des Schweißeisens bedingt gewisse Eigentümlichkeiten seines mechanischen Verhaltens, insbesondere bedeutende Unterschiede der Festigkeit und Dehnung in der Längs- und Querrichtung eines Walzstückes. Gutes Schweißeisen hat in der Längsrichtung eine Zerreißfestigkeit von 3300 bis 3600 kg/cm^2, besonderes Qualitätseisen (für Nieten) bis zu 3800 kg/cm^2, die Dehnung beim Bruche beträgt 15 bis 10%; quer zur Walzrichtung kann jedoch nur auf eine Festigkeit von 2400 bis 3000 kg/cm^2 bei einer Dehnung von 5 bis 3% gerechnet werden[1]). Die Elastizitätsgrenze liegt ver-

[1]) Zur Ermittlung der Festigkeitseigenschaften des Eisens dienen Zerreißproben, die mit Probestäben von durchschnittlich 5 cm^2 Querschnitt durchgeführt werden. Letztere sind aus den Blechen oder Walzeisen kalt herauszuschneiden und mittels Fräse- und Hobelmaschinen herzurichten, wobei die Walzhaut an den Breitseiten möglichst belassen wird. Die Längendehnung bei der Zerreißprobe wird zwischen vorgekörnten Marken gemessen, die bei einem Probestabe von rund 5 cm^2 Querschnitt 20 cm Abstand, sonst allgemein den Abstand $\sqrt{80\,F}$ haben. Ist l die Meßlänge vor der Zerreißprobe, l' diese Länge, die an dem zerrissenen Stabe nach möglichst passendem Zusammenfügen der Bruchstücke gemessen wird, so gibt $\lambda_z = 100 \cdot \frac{l' - l}{l}$ die relative Verlängerung, **Bruchdehnung**, in Prozenten.

Im allgemeinen nimmt bei den verschiedenen Eisensorten mit Zunahme der Festigkeit die Dehnbarkeit ab. Weiches Eisen mit niedriger Zerreißfestigkeit gibt größere Dehnungsprozente als härteres, festeres Eisen. Trägt man für einen der Zerreißprobe unterworfenen Eisenstab auf einem rechtwinkligen Achsenkreuz die Dehnungen λ als Abszissen und die zugehörigen Spannungen σ als Ordinaten auf, so erhält man das **Dehnungsdiagramm**, das im allgemeinen den in Abb. 1 dargestellten Verlauf zeigt. Die Dehnungen setzen sich aus elastischen und bleibenden Dehnungen zusammen. Letztere sind anfänglich verschwindend klein

hältnismäßig niedrig und beträgt bei den weicheren Sorten 1400 bis 1600 kg/cm^2, bei den härteren Sorten mit über 3600 kg/cm^2 Festigkeit 1800 bis 2000 kg/cm^2. Der Elastizitätskoeffizient ist im Mittel 2,000.000 kg/cm^2. Das spezifische Gewicht beträgt im Mittel 7·8.

Der Kohlenstoffgehalt des weichen Schweißeisens liegt unter 0·1%. Als schädliche, die Qualität jedes schmiedbaren Eisens sehr beeinträchtigende Beimengungen treten insbesondere Phosphor und Schwefel auf. Schon ein geringer Gehalt an Schwefel erzeugt Rotbruch, das Eisen wird in der Rotglühhitze brüchig und rissig. Ein größerer Gehalt an Phosphor macht das Eisen spröde und kaltbrüchig und gegen mechanische Bearbeitung im kalten Zustande sehr empfindlich. Zur Untersuchung auf Rotbruch werden warme Schmiedeproben gemacht; der Probestab wird flach geschmiedet, in das warme Stück werden Löcher gestanzt und erweitert, oder man schmiedet ein Vierkanteisen in rotglühendem Zustande in eine Spitze aus, die scharf bleiben muß und keine Fransen zeigen darf. Zur Untersuchung auf Kaltbruch dienen Kaltbiegeproben. Stäbe oder Blechstreifen müssen sich kalt in einer Rundung und um einen Winkel, der von der Dicke des Streifens abhängt, biegen lassen, ohne daß auf der äußeren Seite der Biegung Risse entstehen.

und erst nach dem Überschreiten einer gewissen Spannungsgröße, der sogenannten Elastizitätsgrenze E, meßbar. Das Dehnungsdiagramm ist bis zu einem etwas über E hinaus gelegenen Punkte P, der Proportionalitätsgrenze, die sich genauer als die Elastizitätsgrenze feststellen läßt, geradlinig, da die elastischen Dehnungen im gleichen Verhältnis wie die Spannungen, nach dem Hookschen Proportionalitätsgesetze $\lambda = \frac{\sigma}{E}$, zunehmen. Mit dem allmählichen Anwachsen der bleibenden Dehnung nimmt die Dehnungslinie eine Krümmung an und es wird bald nach der Proportionalitätsgrenze P, die Streckgrenze S erreicht, bei der mit ziemlicher Plötzlichkeit eine rasche Dehnungszunahme eintritt, so daß das Dehnungsdiagramm von diesem Punkte an einen flachen Verlauf erhält. Oft ist mit der Überschreitung der Dehnung an der Streckgrenze anfänglich ein kleiner Spannungsabfall verbunden und es bildet sich eine untere Streck- oder Fließgrenze S' aus. Die größte Ordinate σ_z des Diagrammes gibt die Bruchspannung, nach deren Erreichung sich dann aber kein Gleichgewichtszustand mehr herstellt. Es tritt jetzt an der Bruchstelle eine zunehmende Einschnürung des Stabes auf, und die auf den ursprünglichen Stabquerschnitt bezogene Spannung nimmt etwa bis auf σ_z' ab, wo dann der Stab nach Erreichung der größten Dehnung λ_z zum Bruche kommt.

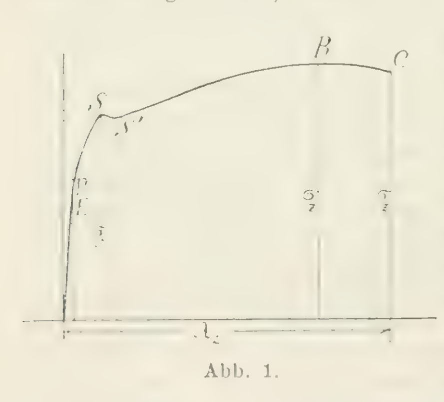


Abb. 1.

Bis vor etwa drei Dezennien war das Schweißeisen der ausschließliche Baustoff für die eisernen Brücken. Infolge der geänderten Produktionsverhältnisse und der Fortschritte in der Eisenfabrikation ist aber die Verwendung des Schweißeisens im Bauwesen immer mehr und mehr zurückgegangen und jetzt ist dasselbe schon seit geraumer Zeit auch im Bau der eisernen Brücken durch das Flußeisen gänzlich verdrängt worden. Die letzten großen Schweißeisenbrücken wurden in Deutschland 1892 94 über den Nordostseekanal (bei Grünental und Levensau) erbaut.

3. Das Flußeisen wird durch Frischprozesse aus Roheisen oder aus einem Schmelzgemenge von Roheisen und Eisenabfällen (Eisenschrot) gewonnen, welche so geführt werden, daß die Temperatur weit über dem Schmelzpunkt des gefrischten Eisens bleibt, dieses sonach als flüssige Masse erhalten wird. Man unterscheidet zwei Arten der Flußeisenbereitung:

a) Bei dem Birnen- oder Converterprozeß wird unter starkem Druck Luft von unten durch das in einer birnenförmigen Retorte befindliche flüssige Roheisenbad geblasen. Die dadurch bewirkte Verbrennung der Beimengungen, Silizium oder Phosphor etc. sowie des Kohlenstoffes liefert die zur Flüssighaltung des Eisens erforderliche Wärmemenge. Das Futter der Birne wird der Hauptsache nach entweder aus Kieselerde (saurer oder Bessemerprozeß, von H. Bessemer 1855 erfunden) oder aus stark gebranntem dolomitischen Kalke (basischer oder Thomasprozeß, 1879 von Thomas erfunden) hergestellt. Das erstere Verfahren ist nur für phosphorarmes Roheisen anwendbar, da die Ausscheidung des Phosphors an das Vorhandensein einer basischen Schlacke gebunden ist, die sich bei stark Kieselsäure haltigem Futter nicht bilden kann. Nach Verbrennung des Siliziums, die die Hauptwärmequelle zur Flüssigerhaltung des Bades liefert, folgt die Oxydation des Kohlenstoffes. Der Prozeß kann unterbrochen oder, wie es meist geschieht, bis zur vollständigen Entkohlung fortgesetzt werden, worauf dann eine Rückkohlung durch Zusätze von flüssigem Spiegeleisen oder Ferromangan zu erfolgen hat. Das so gewonnene Flußeisen wird als Bessemereisen bezeichnet. Gewöhnlich hat man aber phosphorreicheres Roheisen zu verarbeiten, und es war erst durch die Einführung des basischen Verfahrens möglich, aus diesem ein geeignetes, vom Phosphorgehalte möglichst befreites Flußeisen, Thomaseisen, zu gewinnen. Unter Zusatz von Kalk zum flüssigen Eisen kann sich hier eine basische Schlacke bilden und es kommt nach Verbrennung des Kohlenstoffes zur Oxydation des Phosphors und zu dessen Überführung in die Schlacke. Das vollständig entkohlte Eisenbad muß dann wieder auf den geforderten Grad rückgekohlt werden, was aber

erst nach Abguß der Schlacke geschehen kann, da in deren Beisein der Kohlenstoff des zugesetzten Spiegeleisens den Phosphor der Schlacke wieder reduzieren und in das Eisen führen würde. Nebst der Kohlung hat der Spiegeleisen- oder Ferromanganzusatz auch noch die Aufgabe, durch seinen Mangangehalt das im Eisenbade gelöste Eisenoxydul, das schon in geringen Mengen Rotbrüchigkeit erzeugen würde, zu desoxydieren. Man hat es durch die Führung des Prozesses, durch geeignete Zuschlagsmengen, in der Hand. ein Endprodukt von geringerem oder größerem Kohlenstoffgehalt, also weiches oder härteres Flußeisen oder Flußstahl zu erzeugen.

b) Die zweite Art der Flußeisenbereitung besteht in einem mischenden Schmelzen von Roheisen und Schmiedeeisen (Eisenschrot) im Flammofen mit Siemensscher Regenerativfeuerung, welche die zur Flüssighaltung des Eisenbades erforderliche Wärmemenge zuführt. Das Verfahren wurde zuerst von den Gebrüdern Martin in Sireuil mit einem von W. Siemens erbauten Ofen durchgeführt und wird nach den Erfindern als Siemens-Martinprozeß bezeichnet. Das Mischverfahren spielt dabei eine mehr oder weniger große Rolle und kann sich auch bis zum bloßen Umschmelzen schmiedbaren Eisens entwickeln. Durch entsprechende Ausfütterung des Flammofens kann der Prozeß entweder sauer oder basisch durchgeführt werden. Das gewonnene Eisen heißt Martinflußeisen. Auch dieses kann in verschiedenem Härtegrade — auf die härteren Sorten wenden wir wieder die Bezeichnung Stahl an[1]) — dargestellt werden.

Wegen des Phosphorgehaltes unserer Erze und des daraus erblasenen Roheisens kommen hauptsächlich die basischen Prozesse zur Durchführung und bilden Thomaseisen und Martineisen jetzt die Hauptprodukte der Eisenerzeugung.

Diese beiden Flußeisensorten sind hinsichtlich ihrer Eignung als Konstruktionsmaterial für Brücken lange Zeit als nicht ganz gleichwertig angesehen worden und man hat sich bei dem Ersatze des Schweißeisens durch Flußeisen anfänglich bloß auf die Verwendung von Martineisen beschränkt. Es ist zweifellos, daß im Flammofen.

---

[1]) In Frankreich, England und Amerika pflegt man alles Flußmetall als Stahl (acier, steel) zu bezeichnen mit der Unterscheidung in

acier doux . . .	soft steel low carbon steel structural steel	. . . Flußeisen
acier mi-dur acier dur . . .	medium steel high carbon steel hard steel	. . . Flußstahl

wenigstens vor der jetzigen allgemeinen Vervollkommnung der Flußeisenfabrikation, gutes, gleichmäßiges Material von gewünschter Beschaffenheit leichter herzustellen ist als durch den Birnenprozeß. Im Martinofen geht das Einschmelzen und die Roheisenentkohlung verhältnismäßig langsam vor sich und es wird eine Charge von etwa 20 bis 30 *t* in ungefähr 6 Stunden reif. Diese lange Dauer des Prozesses gestattet eine sorgfältige Regelung der chemischen Zusammensetzung des Eisenbades, so daß man Material von ganz bestimmter Qualität, und zwar ebenso gut ganze weiche Flußeisensorten wie auch harten Flußstahl herstellen kann Dem steht der rapide Verlauf des Converterprozesses gegenüber. Bei diesem ist eine Charge von 20 *t* in durchschnittlich 20 Minuten abgeblasen; es findet eine heftige Gasentwicklung statt und diese dauert auch noch eine Zeit nach dem Abgusse fort. Finden die Gasblasen, hauptsächlich Kohlenoxyd und Wasserstoff, in dem zum Teil erstarrenden Ingot nicht mehr Zeit zum Entweichen, so kommt es zu Blasenbildungen. Die Verunreinigungen, Schwefel und Phosphor, sammeln sich hauptsächlich im Kopfe des Ingots (Lunker). Ungleichförmigkeiten, infolge nicht genügend inniger Durchmischung des Eisenbades, können bei Thomaseisen, namentlich bei den härteren Sorten, eher vorkommen, als bei Martineisen.

Die reife Charge wird aus dem Martinofen oder aus dem Converter in eine Gußpfanne und von dieser in eiserne Blockformen die sogenannten Ingots gegossen, welche, damit sie nur allmählich erstarren und abkühlen, bis zum Auswalzen in erwärmte Gruben eingesetzt werden.

Das Flußeisen hat, wie schon früher erwähnt, eine vom Schweißeisen wesentlich verschiedene Struktur; auch die weichen Sorten zeigen keinen ausgesprochen sehnigen, sondern feinkörnigen oder seidigen Bruch. Es zeichnet sich aber vor dem Schweißeisen bester Qualität dadurch aus, daß es bei größerer Festigkeit mindestens die gleiche oder größere Dehnbarkeit besitzt. Es sind auch die Festigkeiten längs und quer zur Walzrichtung viel weniger verschieden wie bei Schweißeisen.

Für die normalen Eisen- und Brückenkonstruktionen beschränkt man sich auf die Anwendung weicherer Flußeisensorten mit einem Kohlenstoffgehalt bis etwa 0·15% und mit Festigkeiten, die zwischen den Grenzen von etwa 3700 bis 4400 kg/cm^2 liegen. Flußeisen, insbesondere Thomaseisen von höherer Festigkeit, hat meist nicht die gewünschte Zähigkeit und ist gegen mechanische Bearbeitung empfindlich.

Wie schon oben bemerkt wurde, datiert die allgemeine Verwendung des Flußeisens im Brückenbau aus neuerer Zeit und reicht

seine Einführung[1]), von vereinzelten vorausgehenden Anwendungen in Holland, ferner bei großen, in Amerika und England (Forth-Brücke) um 1880 gebauten Brücken abgesehen, bei uns etwa auf 35 Jahre zurück.

In Österreich wurde durch eine ministerielle Verordnung im Jahre 1892 zunächst nur das weiche basische Martinflußeisen als für den Bau eiserner Brücken als zulässig erklärt. Dem Erlaß dieser Verordnung waren in den Jahren 1889/90 eine Reihe von Versuchen vorangegangen, welche vom österreichischen Ingenieur- und Architektenverein mit Trägern aus verschiedenen Eisensorten angestellt worden sind[2]), und die insbesondere auch wichtige Aufschlüsse über den Einfluß der Anarbeitung einer genieteten Trägerkonstruktion auf deren Tragvermögen ergaben, worauf später noch zurückgekommen wird. Diese Versuche führten zunächst, wegen des weniger befriedigenden Verhaltens der aus Thomaseisen hergestellten Träger, zu einer Einschränkung des für Brücken als zulässig bezeichneten Flußeisenmaterials auf weiches Martineisen mit 3500 bis 4500 *kg/m*² Zerreißfestigkeit bei einer Bruchdehnung von 28 bis 22%. Erst durch eine spätere, im Jahre 1897 durchgeführte Versuchsreihe wurde das abfällige Urteil über das Thomaseisen dahin modifiziert, daß bei gleich guter Anarbeitung beide Baustoffe, Martin- und Thomaseisen, innerhalb der Festigkeitsgrenzen von 3500 bis 4300 *kg/cm*² als gleichwertig zu betrachten sind, daß hingegen härteres Thomaseisen als solches mit etwa 4300 *kg/cm*² für genietete Konstruktionen nicht mehr den gleichen Grad der Zuverlässigkeit bietet, wie Martinflußeisen.

Demzufolge ist auch in der österreichischen Verordnung für eiserne Brücken vom Jahre 1904 hinsichtlich der Art des zu verwendenden Flußeisens keine Einschränkung gemacht und sowohl Martin- wie Thomaseisen als zulässig erklärt. Es wird nur verlangt, daß die Festigkeiten für Martineisen in den Grenzen zwischen 3600 bis 4500 *kg/cm*², für Thomaseisen zwischen 3600 bis 4200 *kg/cm*² bleiben und daß die Tetmajersche Qualitätsziffer, d. i. das Produkt aus Zerreißfestigkeit in *t/cm*² und prozentueller Längendehnung beim Bruche in der Walzrichtung mindestens 100, senkrecht dazu mindestens 90 beträgt. Für Niet- und Schraubeneisen wird eine Zugfestigkeit von 3500 bis 4000 *kg/cm*² verlangt und eine solche Dehnung, daß die Qualitätsziffer mindestens die Zahl 110 erreicht.

[1]) Dr. Ing. E. J. Albrecht, Die Flußmetalle im Brückenbau, insbesondere ihre Einführung. Leipzig 1914, W. Engelmann.

[2]) Bericht des Brückenmaterialkomitees „Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins", 1891.

Auch in Deutschland wurde beim Übergang von Schweißeisen zum Flußeisen anfänglich das Martinflußeisen als Brückenkonstruktionsmaterial vor dem Thomaseisen bevorzugt. So wurde bei dem Neubau der großen Eisenbahnbrücken in Dirschau und Marienburg (1889 bis 1891) für deren Hauptteile zunächst nur Martinflußeisen verwendet, während die dritte große Brücke, die Weichselbrücke bei Fordon, als Ergebnis der während des Baues der beiden anderen Brücken angestellten vergleichenden Versuche zwischen Schweißeisen, Martin- und Thomaseisen bereits ganz aus Flußeisen, und zwar zum größeren Teile aus Thomaseisen gebaut wurde (1891 bis 1893)[1]. Seither ist, entsprechend den Produktionsverhältnissen, das Thomaseisen für die Brückenbauten in Deutschland der nahezu ausschließlich verwendete Baustoff geworden. Die deutschen „Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen" (1893) setzen für das zu verwendende Flußeisen folgende Eigenschaften fest:

	Zerreißfestigkeit in kg/cm^2		Mindestbruchdehnung in %	Biegeprobe (hellrot warm in Wasser von 28° abzuschrecken
	min.	max.		
Flußeisen gewalzt, Stärke $d = 7-28$ mm				
nach der Walzrichtung . .	3700	4400	20	Schleifendurchmesser $= 1\,d$
quer zur „ . .	3600	4500	17	„ $= 2\,d$
Rundeisen für Niete und Schrauben	3600	4200	22	„ $= 0{\cdot}5\,d$
Flußstahl gegossen oder geschmiedet	4600	6000	10	

Nach den maßgebenden Vorschriften in Nordamerika kann für Brücken saures oder basisches Martinflußeisen verwendet werden, das nachstehenden Anforderungen entspricht: (Tabelle S. 10).

Gewaltsame mechanische Bearbeitung im kalten Zustande ist dem Flußeisen, besonders den härteren Sorten, wenig zuträglich; es wird dabei leicht spröde und es können sich haarfeine, dem Auge nicht sichtbare Risse bilden, die bei einer Beanspruchung zu plötzlichem Bruche führen können. Kaltes Hämmern, Biegen, Lochen ist daher zu vermeiden. Besonders empfindlich ist das Flußeisen für eine Bearbeitung in der sogenannten Blauwärme (300° C), alle Schmiede-

[1]) Um die Einführung des neuen Baustoffes an Stelle des Schweißeisens haben sich in Deutschland namentlich Kintzlé und Mehrtens Verdienste erworben. Durch seine obenerwähnten umfangreichen Versuche hat Mehrtens die Überlegenheit des Flußeisens gegenüber dem Schweißeisen und die Gleichwertigkeit des Thomas- und Martineisens nachgewiesen. Vergl. „Stahl und Eisen" 1891, S. 707 und 1892, S. 279.

	Baustahl	Nietstahl	Gegossener Stahl
Phosphor, basisches Mat. max. . . .	0·04%	0·04%	0·05%
„ saures „ „ . . .	0·06%	0·06%	0·08%
Schwefel max.	0·05%	0·05%	0·05%
Zerreißfestigkeit z kg/cm²	4200	3500	4600
Längsdehnung auf 203 mm min. % . .	105.000 : z	105.000 : z	—
„ „ 51 mm „ % . .	22	--	18
Bruchaussehen	seidig	seidig	seidig oder feinkörnig
Kaltbiegeprobe, Schleifendurchmesser = 3mal Probestabstärke	180° flach	180° flach	90°

Streckgrenze über 2200 bis 2400 kg/cm².

arbeit: Biegen, Kröpfen von Winkeleisen etc. ist daher nur in heller Rotglut auszuführen. Kalte Scherenschnitte sind an den Kanten auf 2 bis 3 mm abzufräsen oder zu hobeln. Die oben erwähnten österreichischen Versuche vom Jahre 1889 haben deutlich den Einfluß einer mehr oder minder sorgfältigen Anarbeitung auf das Tragvermögen einer genieteten Flußeisenkonstruktion erkennen lassen. Von zwei Trägerpaaren von durchaus gleichen Abmessungen (Fachwerksträger von 10 m Stützweite) und aus gleichem Materiale (Martinflußeisen von 3800 kg/cm² Zerreißfestigkeit und 27% Bruchdehnung) wurde das eine mit durchwegs gebohrten Nietlöchern und mit sorgfältiger Anarbeitung, das andere nur mit gestanzten und nachgeriebenen Nietlöchern hergestellt. Der Bruch des ersteren Trägerpaares trat bei einer rechnungsmäßigen Spannung von 3300 kg/cm² (87%), jener des zweiten Paares bei einer solchen von 2800 kg/cm² (74%) ein. Ein ähnliches Verhalten zeigten auch bei den späteren Versuchen die Träger aus Thomaseisen. Versuche in Deutschland (Gutehoffnungshütte 1891) mit Blechträgern von 3 m Spannweite, von denen je einer schlecht gearbeitet war (gestanzte Nietlöcher, mit der Schere geschnittene Kanten), der andere gut (Nietlöcher gebohrt, hydraulisch genietet) ergaben[1]):

		Bruchspannung: Zerreißfestigkeit
Träger aus weichem Flußeisen	($\sigma_z = 3841$), schlecht gearbeitet	0·89
„ „ „ „	gut „	0·91
„ „ hartem „	($\sigma_z = 4866$), schlecht gearbeitet	0·66
„ „ „ „	gut „	0·83

[1]) Krohn, Verwendung des Flußeisens im Brückenbau. „Stahl und Eisen“, 1891.

Die jetzige Ausführungspraxis der eisernen Brücken trägt der Anforderung sorgfältiger Anarbeitung in ausreichendem Maße Rechnung.

Die Elastizitätsgrenze des weichen Flußeisens beträgt etwa die Hälfte seiner Zerreißfestigkeit; die Streckgrenze liegt bei 2400 bis 2800 *kg/cm*²; der Elastizitätskoeffizient ist im Mittel 2,150.000 *kg/cm*², für die härteren Sorten 2,200.000 *kg/cm*². Das spezifische Gewicht beträgt 7·85.

Die verlangte Qualität des in einer Brückenkonstruktion zu verwendenden Eisens ist durch Proben sicherzustellen, die bei der Übernahme des Materials im Werke durchzuführen sind. Man beschränkt sich gewöhnlich darauf, von jeder Charge 1 bis 2 Proben zu nehmen und von etwa 100 der zur Übernahme bestimmten Walzstücke je 5 Stück zur Erprobung auszuwählen. Entspricht hievon eine Probe den Bedingungen nicht, so werden aus demselben Satze, beziehungsweise aus derselben Walzeisensorte drei weitere Ergänzungsproben genommen und wird die Lieferung nur dann akzeptiert, wenn alle drei Ergänzungsproben vollkommen entsprechen.

Für das Abnahmeverfahren und die Prüfungsmethoden für das Material eiserner Brückenkonstruktionen werden vom österreichischen Ingenieur- und Architektenverein (1906) folgende Leitsätze aufgestellt:

1. Die Prüfung des Flußeisens hat sich auf alle für eine Konstruktion bestimmten Chargen zu erstrecken.

2. Die Auswahl der zu prüfenden Stücke hat gelegentlich der Walzung des Brückenmaterials zu erfolgen, wobei sie an jenen Stellen abzutrennen sind, welche den Kopfenden der Blöcke entsprechen.

3. Die Prüfung hat sich vornehmlich auf Walzeisen mit größeren Profilen zu erstrecken, wobei Stücke zu wählen sind, die wärmer, und solcher, die kälter fertiggewalzt wurden.

4. Die Probestäbe sind womöglich in der Stärke der zu prüfenden Walzeisen zu belassen; Längsstäbe sind nahe der Profilmitte, Querstäbe nicht zu nahe am Rande der Walzeisen zu wählen.

5. Zur Ermittlung der kleinsten Materialfestigkeit einer Charge ist ein Stab vom Rande eines stärkeren, wärmer fertiggewalzten Stückes zu prüfen.

6. Bei der Untersuchung der Oberflächenbeschaffenheit der Walzeisen ist den Flächen an den einspringenden Winkeln der Profile besondere Aufmerksamkeit zuzuwenden.

7. Die Bestimmung der Materialfestigkeit und -zähigkeit hat im Wege des Zugversuches zu erfolgen, wobei die Streckgrenze, die Zugfestigkeit, die Einschnürung (Kontraktion) und die Gesamtdehnung zu ermitteln sind. Die Bestimmung der Materialfestigkeit kann durch Kugeldruckversuche ergänzt werden.

8. Zur Ermittlung der Bearbeitungsfähigkeit des Flußeisens im kalten Zustande sind Biegeversuche mit unverletzten, sowie auch mit scharf eingeschnittenen Stäben auszuführen. Die Einschnitte der letzteren sind unter einem Winkel von zirka 60° und auf mindestens $^1/_{10}$ der Stabdicke mittels der Hobelmaschine herzustellen.

9. Zur Feststellung einer etwa vorhandenen Rotbruchdisposition des Flußeisens sind nahe den Profilmitten entnommene, den Kopfenden der Blöcke entsprechende Stäbe bei dunkler Kirschrothitze zu prüfen Die Stäbe sind hiebei auch quer und längs der Walzrichtung auf mindestens $^1/_{10}$ ihrer Dicke einzumeißeln und dann über das Horn des Ambosses zu biegen.

10. Das Grobgefüge ist im Wege von Ätzversuchen festzustellen, welchen hiebei die Rolle informativer Vorproben bezüglich Saigerungen, Lunker- und Blasenbildungen zufällt. Je nach dem Ausfall der Ätzprobe sind Anzahl und Umfang der technologischen Proben zu bemessen.

Schließlich wird als Kennzeichen eines zu Brückenkonstruktionen geeigneten Flußeisens die folgende Bestimmung empfohlen:

Bei scharf eingeschnittenen Längsstäben soll der Biegewinkel, wenn die Herstellung des Einschnittes, wie oben angegeben, und die Biegung um eine Rundung vom Durchmesser gleich der dreifachen Stabstärke erfolgt, mindestens 25° erreichen, ehe ein durchgreifender Querriß entsteht.

4. **Der Stahl.** Als Stahl bezeichnet man alle härtbaren Sorten des schmiedbaren Eisens. Die Härtbarkeit ist an einen gewissen Kohlenstoffgehalt gebunden und tritt deutlich bei einem solchen von über 0·5% auf. Die weitaus wichtigste Rolle in der Produktion und Verwendung kommt wieder dem Flußstahl zu[1]. Der gewöhnliche Flußstahl mit Festigkeiten von 4500 bis 6000 *kg/cm*² und Dehnungen von 20 bis 10% findet im Brückenbau hauptsächlich als Stahlguß zu Teilen, die keine weitere Bearbeitung erfahren, z. B. Lagerkörper, Verwendung, dann im bearbeiteten Zustande als Schmiedestahl, welcher zäher und gleichmäßiger ist als der unbearbeitete Stahlguß. Aus geschmiedetem Flußstahl werden höher beanspruchte und eine Bearbeitung erfordernde Formstücke, wie Lagerrollen, Gelenkbolzen etc. hergestellt.

Als Baustoff für Träger- und sonstige aus Walzfabrikaten zusammengesetzte Konstruktionen, die den Einwirkungen einer bewegten Last ausgesetzt sind, ist der gewöhnliche harte Flußstahl infolge seiner mit zunehmender Festigkeit verminderten Zähigkeit, die ihn gegen mechanische Bearbeitung und gegen die Wirkungen der bewegten Last empfindlich macht, allerdings nicht gut geeignet. Die ersten Versuche seiner Anwendung, die schon viele Jahre zurückdatieren (Götha-Elfbrücke in Schweden 1866, Fahrbahnträger der großen holländischen Rheinbrücken 1875, Brücken der österreichischen Lokalbahn Ebersdorf-Würbental 1880 u. a.), haben auch nicht befriedigt und gegen die Einführung des Flußmetalls in den Brückenbau überhaupt längere Zeit mißtrauisch gemacht. Heute vermögen aber die Hüttenwerke einen Stahl zu liefern, und zwar nicht nur einen durch Zusätze verbesserten, legierten Stahl oder

---

[1]) Martin- oder Thomas- (beziehungsweise Bessemer-) Stahl, je nachdem die Erzeugung entweder im Flammenofen oder in der Birne vor sich geht.

Elektrostahl, sondern auch einfachen Siemens-Martin- (Kohlenstoff-) Stahl, der mit hoher Festigkeit, hohe Streckgrenze und entsprechend große Bruchdehnung verbindet und so zähe ist, daß er jede Bearbeitung gut verträgt.

Stahl läßt infolge seiner höheren Festigkeit höhere Inanspruchnahmen zu als Flußeisen; die Tragwerke aus Stahl werden demnach leichter. Diesem Vorteil der Gewichtsersparnis stehen aber die höheren Kosten der Stahlkonstruktion, bedingt durch den höheren Material- und Verarbeitungspreis gegenüber. Bei kleinen und mittleren Spannweiten ist auch eine Verminderung des Eigengewichtes des Tragwerkes wegen der damit verbundenen Erhöhung der Wirkung der bewegten Lasten gar nicht erwünscht; anders jedoch bei großen Spannweiten und schwerer Belastung, wo der Stahl dem Flußeisen wirtschaftlich weit überlegen ist und wo man bei Verwendung des schwächer beanspruchten Flußeisens bald an die Grenze der konstruktiven Ausführungsmöglichkeit kommen kann.

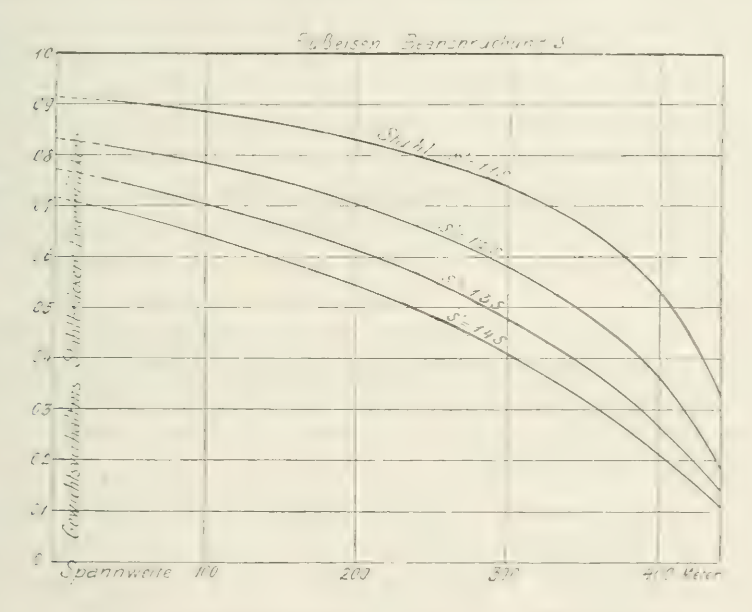


Abb. 2. Gewichtsverhältnis der Stahl- und Eisenbrücken.

Für das metrische Gewicht der Hauptträger einer eisernen Brücke läßt sich die Näherungsformel aufstellen [1])

$$g = \frac{q\,l}{\frac{s}{2\varkappa_1} - l}\;.$$

---

[1]) Siehe Band III, 2.

Darin ist q die Belastung (Fahrbahngewicht und Verkehrslast) pro 1 m der Stützweite l, s die gewählte Inanspruchnahme, $\varkappa$ ein Konstruktionsbeiwert (im Mittel 1·7), $\gamma = 7850\ kg/m^2$ das spezifische Gewicht des Stahles.

Für verschieden große Inanspruchnahmen s und s' ist hienach das Verhältnis der Hauptträgergewichte

$$g' : g = s - 2\varkappa\gamma l : s' - 2\varkappa\gamma l.$$

Setzt man für Flußeisen $s = 800 + l$, für Stahl $s' = \alpha s$, so berechnen sich mit $\alpha = 1·1$ bis 1·4, d. i. für eine um 10 bis 40% höhere Inanspruchnahme des Stahles, die Gewichtsverhältnisse der Stahlbrücken gegenüber Eisenbrücken mit den der Abb. 2 zu entnehmenden Zahlenwerten.

Bei gegebenem Preisunterschied der beiden Baustoffe bestimmt sich hienach auch die Spannweitengrenze, von der an die Verwendung eines hochwertigeren Stahles wirtschaftlich vorteilhaft wird. Ist beispielsweise eine Brückenkonstruktion aus Stahl, der eine um 20% höhere Inanspruchnahme als Flußeisen zuläßt, pro 100 kg um 30% teurer als eine solche aus Flußeisen, so müßten bei gleichen Kosten die Gewichte der beiden Konstruktionen im Verhältnis 1 : 1·3 = 0·77 stehen und man entnimmt dem Diagramm, daß die Verwendung dieses Stahles schon von Stützweiten über 120 m an wirtschaftlich von Vorteil wäre. Liegt eine Spannweite von 200 m vor, so ist der Flußeisen- eine Stahlbrücke gleichwertig, die bei einer um 10, 20, 30, oder 40% höheren zulässigen Beanspruchung gegenüber der Flußeißenbrücke einen um 21, 43, 64 oder 86% höheren Preis der Gewichtseinheit haben dürfte. Natürlich kommt diesen Angaben nur eine beiläufige Richtigkeit zu.

Die Amerikaner verwenden schon seit lange neben ihrem weichen soft steel (Flußeisen) von 3650 bis 4360 kg/cm^2 Zerreißfestigkeit bei 25% Dehnung für die Druckglieder großer Träger ein härteres, durchwegs im Siemens-Martinofen erzeugtes Materiale, medium steel, von 4218 bis 4920 kg/cm^2 Zerreißfestigkeit und mindestens 22% Bruchdehnung.

Bei der Firth-of-Fort-Brücke in Schottland, welche 1882/90 erbaut, unter den derzeit bestehenden Brücken, neben der 1916 vollendeten Quebec-Brücke (536 m), die größte Spannweite (521 m) besitzt, kam im Flammofen erzeugter Flußstahl von hoher Qualität in Anwendung, und zwar betrug

	die Zerreißfestigkeit	die Bruchdehnung
für die Druckstäbe	5350 bis 5830 kg/cm^2	17%
„ „ Zugstäbe	4720 „ 5200 „	20%
„ „ Nieten	4250 „	30%

Für den Bau der Hellgate-Brücke bei New York (viergleisige Eisenbahn-Bogenbrücke von rund 300 m Spannweite, erbaut 1915 bis 1917) wurde ausschließlich Martin-Flußstahl verwendet, und zwar: a) Härteres Material, sogenannter Hartstahl mit 0·27 bis 0·34% Kohlenstoff, 0·52 bis 0·64% Mangan für die Bogen; b) weicheres Material, sogenannter Baustahl mit 0·23 bis 0·28% Kohlenstoff, 0·36 bis 0·61% Mangan für die genieteten Träger der Fahrbahn und Viadukte;

c) Nietstahl und *d)* Gußstahl für die Auflager. Die Anforderungen sind nachstehender Zusammenstellung zu entnehmen.

		Hartstahl	Baustahl	Nietstahl	Gußstahl
		in %			
Phosphor. max	basisch	0·04	0·04	0·04	0·05
	sauer	0·06	0·06	0·04	0·08
Schwefel, max.		0·05	0·05	0·04	0·05
		*kg/cm*²			
Zerreißfestigkeit	max.	5340	4920	4080	—
	gewünscht	4990	4640	—	—
	min	4640	4360	3500	4570
Streckgrenze	min.	2670	2460	1970	2320
		auf 20 *cm* Länge			auf 5 *cm* Länge
Bruchdehnung	min.	*)	22 %	28 %	20 %
Beschaffenheit des Bruches		seidig	seidig	feinseidig	seidig oder feinkörnig
Ohne Bruch kalt zu biegen		**)	180° um einen Dorn von der Dicke des Probestabes	180° flach	90° um einen Dorn von der Dicke des Probestabes

*) Kleinste Bruchdrehung für Hartstahl:
für Stärken ≤ 19 *mm* . . . . 98500 : Zerreißfestigkeit
„ je 3 *mm* größere Stärke Bruchdehnung um je 1% kleiner, min 16%

**) Kaltbiegeprobe für Hartstahl: 180° um einen Dorn $D = 2\,d$ für $d \leq 19\,mm$
$D = 3\,d$ „ $d > 19\,mm$

In Deutschland ist in der letzten Zeit Siemens-Martinstahl von 4400 bis 5100 *kg/cm*² Zugfestigkeit, einer Mindeststreckgrenze von 3000 *kg* und einer geringsten Bruchdehnung von 20% für den Bau der Brücken über den Kaiser-Wihelm-Kanal bei Rendsburg und bei Hochdonn verwendet worden. Die zulässige Beanspruchung dieses Materials wurde um 20% höher als bei Flußeisen gewählt.

Auch für die neuerbaute Straßenbrücke über den Rhein in Köln (Hängebrücke mit Versteifungsträger von 184 *m* Spannweite) ist seinerzeit Siemens-Martin-Kohlenstoffstahl mit 0·25 bis 0·30% Kohlenstoffgehalt, 5500 bis 6500 *kg/cm*² Zugfestigkeit, 3400 *kg/cm*² Streckgrenze und 18% Bruchdehnung in Antrag gebracht worden. Die Ausführung erfolgte aber in Nickelstahl.

Martinstahl hat auch zu den Kettengliedern großer Hängebrücken Verwendung gefunden, so bei der Schwurplatzbrücke über die Donau in Budapest (300 *m* Spannweite), deren Kettenglieder aus basischem Martinstahl von 5000 bis 5500 *kg/cm*² Festigkeit und 20% Dehnung hergestellt sind.

Einen vorzüglichen, durch Gleichmäßigkeit und Reinheit ausgezeichneten Baustoff für eiserne Brücken liefert der im elektrisch geheizten Ofen hergestellte Flußstahl, Elektrostahl, der hohe Festigkeit mit großer Zähigkeit verbindet. Bei 6600 *kg/cm*² Festigkeit gibt derselbe noch bis 25% Bruchdehnung. Hinderlich für seine Anwendung im Brückenbau sind derzeit noch der beträchtlich höhere Preis und die beschränkte Erzeugung.

Tiegelflußstahl von sehr hoher Festigkeit findet in der Form von Draht zu den Kabeln der Hängebrücken Verwendung. Der Stahldraht hat bei 12.000 bis 15.000 *kg/cm*² Festigkeit eine hochgelegene Streckgrenze aber nur 3 bis 4% Dehnung. Trotz dieser geringen Bruchdehnung hat sich das Material in dieser Verwendungsform, wo es nach dem Walzen keine weitere Bearbeitung erfährt, gut bewährt.

Gewisse Zusätze verleihen dem Stahl bei großer Festigkeit eine erhöhte Zähigkeit. Als solche Zusätze kommen insbesondere Nickel, Chrom, Vanadium und vielleicht auch Mangan und Titan in Betracht.

Chromstahl hat schon vor etwa 50 Jahren im Brückenbau Anwendung gefunden, und zwar wurden die röhrenförmigen Gurte der Bogenträger der von Eads erbauten Brücke über den Mississippi bei St. Louis (158 *m* Spannweite) aus einem Tiegelstahl hergestellt, der 1·5 bis 2% Chrom enthielt. Die Festigkeit dieses Stahles betrug rund 7000 *kg/cm*², seine Streckgrenze etwa 4200 *kg/cm*². Über die Dehnung liegen keine Angaben vor.

Nickelstahl, dem unter den hochwertigen legierten Stahlarten für den Brückenbau die wichtigste Rolle zukommen dürfte, wurde zum ersten Male in Amerika und, zwar bisher zum Bau von vier großen Brücken, die Blackwell-Insel-Brücke (1903 bis 1908, Auslegerträger mit Spannweiten bis zu 326 *m*), der Manhattan-Brücke in New York (1905 bis 1909, versteifte Kabelbrücke mit 448 *m* Spannweite), der Quebec-Brücke (1917 vollendet, Auslegerträger mit 536 *m* größter Spannweite) und der Municipal-Brücke in St. Louis (1911 bis 1912, Balkenträger von 206 *m* Spannweite) verwendet. Der Nickelstahl hat hohe Festigkeit, hochgelegene Streckgrenze und hohe Bruchdehnung. Er verträgt die Bearbeitung gut und ist auch gegen Rostangriff widerstandsfähiger als Flußeisen oder gewöhnlicher Stahl. Der Vorteil seiner Verwendung für sehr große Brücken liegt in der Ver-

kleinerung der Stabquerschnitte und in der dadurch erzielten Gewichtsersparnis, sowie auch in der Möglichkeit einer kompendiöseren und dadurch einwandfreieren Ausbildung der genieteten Stabanschlüsse, besonders dann, wenn auch Nickelstahlnieten verwendet werden, die allerdings den Nachteil haben, daß sich schlecht geschlagene Nieten sehr schwer herausschlagen lassen. Der Verwendung des Nickelstahls steht nur dessen höherer Preis entgegen. Bei der jüngst erbauten großen Hellgate-Brücke entschied man sich daher für die Ausführung in Kohlenstoffstahl (siehe S. 15), da der Nickelstahl um 40% höher im Preise stand und sich bei dessen Anwendung selbst bei namhafter Erhöhung der Inanspruchnahme keine Ersparnis ergeben hätte.

Der in den amerikanischen Brücken zur Anwendung gelangte Nickelstahl enthält im Minimum 3·25% Nickel, höchstens 0·4 bis 0·6% Phosphor, höchstens 0·6% Mangan und 0·1% Silizium. Die Zerreißfestigkeit schwankt zwischen 5960 und 7030 *kg/cm²*, die Streckgrenze liegt zwischen 3370 und 3870 *kg/cm²*; die Dehnung (auf 203 *mm* Markenlänge) beträgt je nach der Festigkeit 19 bis 15%.

In neuerer Zeit haben auch die deutschen Werke, unter ihnen besonders die Gutehoffnungshütte in Oberhausen, angeregt durch die erfolgreichen amerikanischen Ausführungen, dem Nickelstahl und dessen Anwendung im Brückenbau ihre Aufmerksamkeit zugewendet[1]. Der von dem genannten Hüttenwerke seit 1908 produzierte und auf den Markt gebrachte Nickelstahl hat bei 2 bis 2·5% Nickelgehalt eine Festigkeit von 5600 bis 6500 *kg/cm²*, Streckgrenze 3500 *kg/cm²*, Bruchdehnung 18%, Kontraktion min. 40%. Die mit diesem Materiale durchgeführten amtlichen Versuche, die sich nicht nur auf die Erprobung ganzer genieteter Konstruktionsteile und Knickversuche erstreckten, haben durchwegs günstige Ergebnisse geliefert. In Nickelstahl wurden bisher ausgeführt: zunächst einige kleinere Brücken eine Eisenbahnbrücke auf der Linie Oberhausen-Dorsten mit 31·5 *m* Stützweite, zwei Bahnbrücken im Direktionsbezirk Altona von 27 und 30 *m* Stützweite, die zweigleisige Hüttenbahnbrücke über den Rhein-Herne-Kanal bei Oberhausen mit 60·6 *m* Stützweite, den 118 *m* langen Versteifungsträger der Kieler Schwebefähre, und endlich als größte Nickelstahlbrücke in Deutschland die neue Straßenbrücke über den Rhein in Köln (184 *m* Spannweite). Das für letztere in den Ketten, Versteifungsträgern und Querträgern verwendete Material hat 0·8 bis 1·1% Nickel mit Zusätzen von Chrom, 5500 bis 6500 *kg/cm²* Zugfestigkeit, 3500 *kg/cm²* Streckgrenze, mindestens 18% Dehnung und 40% Kontraktion.

---

[1]) F. Bohny, Über die Verwendung von Nickelstahl im Brückenbau. „Der Eisenbau", 1911, Nr. 2.

Aus jedem Einsatze des Martinofens wurde eine Schöpfprobe entnommen, zu einem Probeblock gegossen und unter einem Schnellhammer zu Stäben von 1·7 *cm* Vierkantquerschnitt ausgeschmiedet. Diese mußten sich, langsam abgekühlt, um einen Rundstahldorn von der 1½ fachen Stabstärke ohne Risse zusammenschlagen lassen. Streifen von 3 bis 5 *cm* Breite mit abgefeilten runden Kanten mußten sich kalt zu einer Schleife mit einem lichten Durchmesser gleich der dreifachen Dicke des Versuchstückes biegen lassen. Von jedem Satze war auch eine chemische Analyse auszuführen.

Durchschnittswerte der Qualitätszahlen
für Flußeisen und hochwertigen Baustahl[1]).

	Streckgrenze in kg/cm^2	Festigkeit in kg/cm^2	Bruchdehnung in %
Flußeisen	2580	3940	29
Kohlenstoffstahl, 0·2% *C* . . .	2830	4660	24·9
Spezialstahl	3210	5670	22·2
Nickelstahl 3% *Ni*	3940	5300	26·5
Chromnickelstahl 3% (*Cr* + *Ni*)	4020	6240	17·0
Nickelstahl 5% *Ni*	4290	5910	18·3
Chromnickelstahl 4% (*Cr* + *Ni*)	5300	6930	15·5

Von anderen Zusätzen, welche dem Stahl hochwertige Eigenschaften verleihen, ist noch besonders Vanadium hervorzuheben. Wegen seines hohen Preises wird dieses Metall aber nur in geringer Menge und in Verbindung mit anderen Zusätzen (Nickel, Chrom) bei der Stahlbereitung zu verwenden sein. Der von einem amerikanischen Hüttenwerke für Brückenbauzwecke gelieferte Vanadiumstahl, der aber doppelt so teuer wie Nickelstahl kommen soll[2]), enthält 0·25% Kohlenstoff, 0·17% Vanadium, 1·45% Nickel und 1·7% Chrom. Er zeichnet sich, wie dies Versuche an ganzen Augenstäben ergeben haben, durch große Zerreißfestigkeit (6880 kg/cm^2) und durch eine besonders hohe Streckgrenze (5700 kg/cm^2), sowie durch große Bruchdehnung (30·3% auf 300 *mm* Länge) aus, wäre sonach ein ganz ausgezeichneter Baustoff, wenn nicht der hohe Preis, sowie die Schwierigkeit, dieses Material bei seiner komplizierten chemischen Zusammensetzung durch Massenfabrikation in gewünschter Gleichmäßigkeit herzustellen, im Wege stände.

§ 2. Die Konstruktionselemente.

Der Überbau der eisernen Brücken setzt sich so wie jede Eisenkonstruktion aus stab- und bandförmigen Elementen zusammen.

[1] Nach einer Tabelle des deutschen Stahlwerksverbandes auf der Leipziger Baufachausstellung 1913.

[2]) Bohny, siehe oben.

die durch besondere Verbindungsmittel (zumeist Nieten, seltener Schraubenbolzen) zu Stäben oder Tragwerksteilen und diese wieder zum Tragwerke vereinigt werden. Die Konstruktionselemente sind nahezu ausschließlich durch den Walzprozeß hergestellte Walzeisen, deren Querschnittsformen meist sehr einfach sind und die in nur wenigen Arten, jedoch in den verschiedensten Abmessungen zur Anwendung gelangen.

Man unterscheidet: Bleche, Flacheisen, Winkel- und andere Formeisen (Profileisen).

Die Bleche sind Platten mit rechteckigem Querschnitte, die, auf den Blechwalzen durch zweiseitigen Walzdruck hergestellt, beim Verlassen der Walze keine geraden Kanten besitzen und daher beschnitten werden müssen. Man verwendet zu Tragkonstruktionen Bleche von 7 bis 20 *mm* Stärke, ausnahmsweise solche bis zu 30 *mm* Stärke. In der kürzlich erbauten Hellgate-Brücke sind sogar Bleche in der ungewöhnlichen Stärke von 50 *mm* (2″ engl.) verwendet. Gegen die Verwendung so starker Bleche oder Formeisen besteht das Bedenken, daß darin die Materialqualität vermindert ist. Die mit dem Material der Hellgate-Brücke durchgeführten Proben sollen aber keinen wesentlichen Unterschied zwischen den aus der gleichen Charge stammenden stärkeren und schwächeren Blechen ergeben haben.

Bleche mit Stärken unter 5 *mm* werden als Feinbleche bezeichnet, finden aber zu tragenden Teilen bei Brücken keine Anwendung. Die gangbarsten Stärken für die Konstruktionsbleche sind 8 bis 16 *mm*. Die Breite der Blechtafeln beträgt gewöhnlich bis 2 *m*, es werden aber auch breitere Bleche bis zu 2·5 und 3 *m* Breite verwendet und von den Walzwerken über besondere Bestellung gegen Preiszuschlag (Überpreise) geliefert[1]) Die normale Länge der Blechtafeln ist etwa 6 *m*, das normale Gewicht etwa 450 bis 500 *kg*, doch werden auch Bleche von größeren Abmessungen, bis zu etwa 12 bis 20 m^2 Fläche, und bis zu 2000 *kg* Gewicht und darüber zu Überpreisen geliefert. Beschränkt man sich auf Bleche von 500 *kg* Höchstgewicht so ist bei der Breite b (in Meter), der Stärke δ (in Zentimeter) die Länge l (in Meter) $= \frac{6 \cdot 37}{b \cdot \delta}$.

Die Bleche finden Anwendung zu den Stegen der Vollwandträger (Blechträger), zur Bildung der Gurte der Fachwerksträger, als Knotenbleche zu den Knotenpunktsanschlüssen usw.

[1]) Die Preisstellung für sämtliche Walzfabrikate erfolgt derart, daß, solange die Abmessungen, insbesondere die Länge, oder das Gewicht des Walzstückes gewisse normale Grenzen nicht überschreiten, ein Grundpreis gilt, zu dem bei abnormalen Maßen oder Gewichten Zuschläge, sogenannte Überpreise, treten.

Flacheisen und Universaleisen haben ebenfalls rechteckigen Querschnitt; erstere werden auf Kaliberwalzen bis zu einer Breite von etwa 200 *mm* und in verschiedener Stärke (bis etwa 40 *mm*), letztere auf Universalwalzen unter vierseitigem Walzdrucke gewalzt. so daß sie in der geforderten Breite (bis zu 1200 *mm*) mit reinen Kanten aus der Walze hervorgehen und keines Beschneidens bedürfen. Gewöhnlich werden Breiten von 50 bis 600 *mm* (um je 10 *mm* steigend) und Dicken von 7 bis 25 *mm* (um 1 *mm* steigend) verwendet. Breitere Flacheisen, auch Breiteisen genannt, werden auch aus Blechen geschnitten. Normallänge 6 bis 12 *m*, größte Länge bis etwa 20 *m*, entsprechend einem Blockgewichte bis zu 500 *kg*.

Man verwendet die Flach- und Universaleisen hauptsächlich zu den Gurtungsplatten der Vollwand- und Fachwerksträger und in Verbindung mit Formeisen zur Bildung von Zug- und Druckstreben.

Winkeleisen sind die wichtigsten und häufigst verwendeten Formeisen. Sie haben zwei unter rechtem Winkel stehende Schenkel, die entweder gleich lang (gleichschenklige Winkel) oder ungleich lang (ungleichschenklige Winkeleisen) sind. Die Innenflächen sind zu den Außenflächen parallel und an den Ecken abgerundet (Abb. 3). Der Abrundungsradius ist am Zusammenstoß der Schenkel

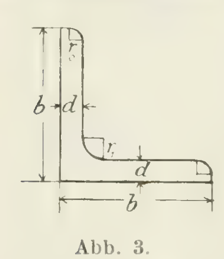


Abb. 3.

$$r_1 = \frac{1}{2}(d_{\min} + d_{\max})$$

an den Schenkelenden $r_0 = \frac{1}{2} r_1$. Dabei bezeichnen $d_{\min}$ und $d_{\max}$ die Grenzwerte der Schenkelstärken für eine bestimmte Schenkellänge

Die Walzwerke liefern bestimmte Normalprofile[1], deren Schenkellängen anfänglich um je 5 *mm*, bei größeren Kalibern um je 10 *mm* zunehmen. Zu jeder Schenkellänge gehören eine Anzahl, um je 1 *mm* verschiedener Stärken. Winkeleisen unter 60 *mm* Schenkelbreite werden im Brückenbau für gewöhnlich nicht verwendet; die größten von den österreichischen und deutschen Werken gewalzten Winkel haben 160 *mm* Schenkellänge. Bei den ungleichschenkligen Winkeln ist das Verhältnis der Schenkellängen meist (nach den österreichischen Normalprofilen) 1 : 1·5 oder 1 : 2, doch werden in den Kaliberheften der Walzwerke auch davon abweichende Profile geführt. Die stärksten ungleichschenkligen Winkel der deutschen Walzwerke haben 100 . 200 *mm* Schenkelbreite und 18 *mm* Dicke.

---

[1] Bei der Wahl der Profile der Formeisen für einen Konstruktionsentwurf benütze man die Profilhefte der verschiedenen Walzwerke. Zusammenstellungen findet man auch in den Ingenieur-Taschenbüchern und Kalendern.

Man bezeichnet das Kaliber der Winkel mit $\frac{b:b}{d}$ oder $b.b.d$ und hat, von den schwächsten Profilen abgesehen, vornehmlich folgende Kaliber zur Verfügung:

Gleichschenklige Winkel:

$\frac{60.60}{6-10}$, $\frac{65.65}{6-10}$, $\frac{70.70}{6-12}$, $\frac{75.75}{7-14}$, $\frac{80.80}{7-14}$, $\frac{85.85}{7-14}$, $\frac{90.90}{8-16}$, $\frac{100.100}{9-16}$,

$\frac{110.110}{9-16}$, $\frac{120.120}{10-16}$, $\frac{130.130}{12-16}$, $\frac{140.140}{13-16}$, $\frac{160.160}{14-16}$.

Ungleichschenklige Winkel:

$\frac{50.75}{6-8}$, $\frac{50.100}{8-12}$, $\frac{60.75}{6-10}$, $\frac{60.90}{7-13}$, $\frac{70.105}{8-14}$, $\frac{75.90}{8-10}$, $\frac{75.130}{9-13}$, $\frac{75.150}{9-13}$,

$\frac{80.100}{8-14}$, $\frac{80.120}{9-14}$, $\frac{90.130}{9-16}$, $\frac{100.130}{9-14}$, $\frac{100.150}{9-15}$, $\frac{100.200}{15-18}$.

Schiefe Winkel sind nur in einer ganz beschränkten Anzahl von Profilen mit 60 und 120° zu erhalten.

Die Normallänge ist für Winkel von unter 70 *mm* Schenkelbreite 8 *m*, für die stärkeren Winkel 10 *m*. Die größte Länge ist 16 bis 20 *m*.

Die Winkeleisen müssen wie alle Formeisen allen Anforderungen bezüglich Festigkeit und Zähigkeit entsprechen. Mechanische Bearbeitungsproben, welche mit kurzen Winkeleisenstücken angestellt werden, bestehen in einem Zusammenbiegen der Schenkel oder in Flachstrecken im kalten und warmen Zustande, wobei sich keine Risse zeigen dürfen. Winkel und Formeisen, die bereits zu sehr erkaltet durch das Vollendkaliber gingen (kalt gewalzt), zeigen zwar saubere Kanten und Oberflächen, haben jedoch an Zähigkeit verloren.

Die Winkeleisen dienen in Verbindung mit Flacheisen und Blechen zur Bildung zusammengesetzter Stabquerschnitte, überhaupt zum Anschlusse rechtwinklig zueinander stoßender Bauteile, und finden selbe im Eisenbau die ausgedehnteste Verwendung.

⊥-Eisen (Abb. 4) stehen nur in einer beschränkten Zahl von Kalibern zur Verfügung und werden auch im Brückenbau verhältnismäßig wenig, etwa als Füllungsstäbe für kleinere Fachwerksträger, zu Windstreben anstatt doppelter Winkel etc. verwendet. Man unterscheidet breitfüßige und hochstegige ⊥-Eisen. Bei den ersteren ist die Fußbreite gleich der 1½fachen bis doppelten Steghöhe; bei den letzteren ungefähr

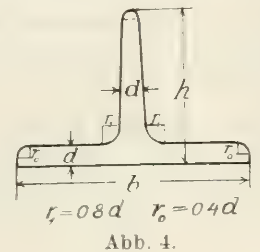


Abb. 4.

gleich der Steghöhe. Die Seitenflächen des Steges sind unter 1 : 50 bis 1 : 25 geneigt, der Fuß ist parallelflächig. Die österreichischen Normalprofile für hochstegige ⊥-Eisen haben folgende Verhältnisse: $h = 0{\cdot}77\,b$, $d = 0{\cdot}1\,b + 1\,mm$, Neigung der Seitenflächen 4%. Die Fußbreiten betragen, um je 10 und 20 *mm* wachsend, 60 bis 150 *mm*.

Hochstegige ⊥-Profile lassen sich auch, wenn deren Verwendung zweckmäßig ist, durch Teilung von I-Eisen gewinnen.

I-Träger, Doppel-T-Eisen (Abb. 5). Die Querschnittsform dieser Walzeisen, aus einem Steg mit beiderseitigen Flanschen bestehend, entspricht der günstigsten Materialverteilung für Biegungsbeanspruchung, daher auch ihre hauptsächlichste Verwendung zu Trägern, und zwar zu Fahrbahnlängsträgern und Hauptträgern kleiner Brücken; die breitflanschigen Profile eignen sich auch gut für Ständer oder Druckstreben von Fachwerkskonstruktionen.

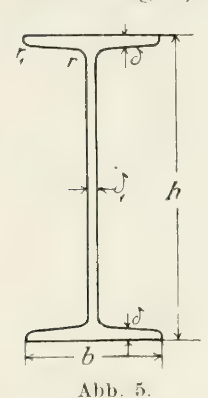


Abb. 5.

Stellt man sich die Aufgabe, jene Profilanordnung eines I-Träger zu suchen, welche bei gegebenem Inhalte des Gesamtquerschnittes F das größte Widerstandsmoment W liefert, so findet man, falls die Stegdicke proportional der Höhe gesetzt wird, daß der Steg $= \frac{1}{2} F$ und jeder Flansch $= \frac{1}{4} F$ gemacht werden muß. Die beiden Flanschen sollen also zusammen ungefähr soviel Material enthalten wie der Steg[1]). Das Widerstandsmoment ist dann annähernd $W = \frac{1}{3} F h_0$, wenn h_0 den Schwerpunktsabstand der Flanschenflächen bezeichnet. Die Normalprofile der deutschen und österreichischen Werke entsprechen annähernd dieser günstigsten Profilanordnung.

[1]) Ist $f = \delta\,h =$ die Stegfläche und f_1 die Querschnittsfläche einer Flansche, so ist das Widerstandsmoment angenähert $W = \frac{1}{6} f\,h + f_1\,h$, sonach $f_1 = \frac{W}{h} - \frac{1}{6} f$, die Gesamtfläche daher $F = f + 2 f_1 = 2 \frac{W}{h} + \frac{2}{3} f$. Setzt man δ proportional der Höhe, also $\delta = \alpha\,h$ und $f = \alpha\,h^2$, so wäre $F = 2\left(\frac{W}{h} + \frac{1}{3}\alpha\,h^2\right)$ nach h zu einem Minimum zu machen. Es gibt dies $-\frac{W}{h^2} + \frac{2}{3}\alpha\,h = o$ oder $\frac{2}{3}\alpha\,h^2 - \frac{W}{h} = o$ oder $\frac{2}{3} f = \frac{W}{h}$. Damit folgt aber $f_1 = \frac{2}{3} f - \frac{1}{6} f = \frac{1}{2} f$, sohin $f = 2 f_1$ und $f_1 = \frac{1}{4} F$.

Österreichische Normalprofile für I-Träger

N. P. Nr.	Trägerhöhe h	Flanschenbreite b	Stegdicke δ	Flanschendicke d	Querschnitt F	Gewicht für 1 m	Trägheitsmomente J_x	Trägheitsmomente J_y	Widerstandsmomente W_x	Widerstandsmomente W_y
	mm	mm	mm	mm	cm^2	kg	cm^4	cm^4	cm^3	cm^3
8	80	52	4·0	6·0	9·08	7·13	97	12·7	24·3	4·9
10	100	60	4·5	7·0	12·42	9·75	208	22·8	41·6	7·6
12	120	68	5·0	8·0	16·28	12·78	393	37·8	65·6	11·1
13	130	72	5·5	8·5	18·68	14·66	524	47·6	80·6	13·2
14	140	76	6·0	8·5	20·55	16·13	669	55·6	94·2	14·6
15	150	80	6·0	9·0	22·58	17·73	840	68·5	112·1	17·1
16	160	84	6·5	9·5	25·43	19·96	1068	83·6	133·6	20·0
18	180	90	7·0	11·0	31·21	24·50	1663	119·7	184·7	26·6
18 a	180	135	7·0	11·0	41·11	32·27	2364	380·7	263	56·4
20	200	96	8·0	12·0	37·58	29·50	2429	158·3	243	33·0
21	210	99	8·5	12·5	40·99	32·18	2899	180·8	276	36·5
22	220	102	9·0	13·0	44·55	34·79	3434	205·5	313	40·3
22 a	220	135	9·0	13·0	53·13	41·71	4346	457·8	395	67·8
23	230	105	9·0	14·0	48·17	37.81	4099	242·1	356	46·1
24	240	108	9·5	14·5	52·00	40·82	4785	272·9	399	50·5
24 a	240	135	9·5	14·5	59·83	46·97	5774	517·0	481	76·6
25	250	111	10·0	15·0	56·00	43·96	5556	306·1	445	55·2
26	260	114	10·5	15·5	60·15	47·22	6417	342·6	494	60·1
28	280	120	11·0	17·0	68·70	53·93	8527	439·0	609	73·2
28 a	280	150	11·0	17·0	78·90	61·94	10279	831·2	734	110·8
30	300	126	12·0	18·0	78·02	61·25	11002	537·2	734	85·3
32	320	132	13·0	19·0	87·96	69·05	13982	650·9	874	98·6
35	350	141	14·0	21·0	103·64	81·36	19693	876·9	1125	124·4
40	400	156	16·0	24·0	132·86	104·30	32709	1354·1	1635	173·6
45	450	171	18·0	27·0	165·67	130·05	51284	2000·9	2279	234·0
50	500	186	20·0	30·0	199·60	155·70	75912	3247·8	3037	349·2

d ist die mittlere Flanschendicke. Die inneren Flanschenflächen haben eine Neigung in $^0/_0 = 0{\cdot}02\,h + 7$. Der Abrundungshalbmesser in der Kehle ist $r = 1{\cdot}2\,\delta$.

Deutsche Normalprofile für I-Träger.

N. P. Nr.	Trägerhöhe h	Flanschenbreite b	Stegdicke δ	Flanschendicke d	Querschnitt F	Gewicht für 1 m	Trägheitsmomente J_x	J_y	Widerstandsmomente W_x	W_y
	mm	mm	mm	mm	cm^2	kg	cm^4	cm^4	cm^3	cm^3
8	80	42	3·9	5·9	7·58	5·95	77·8	6·29	19·5	3·00
9	90	46	4·2	6·3	9·00	7·07	117	8·78	26·0	3·32
10	100	50	4·5	6·8	10·6	8·32	171	12·2	34·2	4·88
11	110	54	4·8	7·2	12·3	9·66	239	16·2	43·5	6·00
12	120	58	5·1	7·7	14·2	11·15	328	21·5	54·7	7·41
13	130	62	5·4	8·1	16·1	12·64	436	27·5	67·1	8·87
14	140	66	5·7	8·6	18·3	14·37	573	35·2	81·9	10·7
15	150	70	6·0	9·0	20·4	16·01	735	43·[illegible]	96·0	12·5
16	160	74	6·3	9·5	22·8	17·90	935	54·7	117	14·8
17	170	78	6·6	9·9	25·2	19·78	1166	66·6	137	17·1
18	180	82	6·9	10·4	27·9	21·90	1446	81·3	161	19·8
19	190	86	7·2	10·8	30·6	24·02	1763	97·4	186	22·7
20	200	90	7·5	11·3	33·5	26·30	2142	117	214	26·0
21	210	94	7·8	11·7	36·4	28·57	256[illegible]	138	244	29·4
22	220	98	8·1	12·2	39·6	31·00	3060	162	278	33·1
23	230	102	8·4	12·6	42·7	33·52	3607	189	314	37·1
24	240	106	8·7	13·1	46·1	36·19	4246	221	354	41·7
25	250	110	9·0	13·6	49·7	39·01	4966	256	397	46·5
26	260	113	9·4	14·1	53·4	41·92	5744	288	442	51·0
27	270	116	9·7	14·7	57·2	44·90	6[illegible]26	326	491	56·2
28	280	119	10·1	15·2	61·1	47·96	7587	364	542	61·2
29	290	122	10·4	15·7	64·9	50·95	8636	406	596	66·6
30	300	125	10·8	16·2	69·1	54·24	9800	451	653	72·2
32	320	131	11·5	17·3	77·8	61·07	12510	555	782	84·7
34	340	137	12·2	18·3	86·8	68·14	15695	674	923	98·4
36	360	143	13·0	19·5	97·1	76·22	19605	818	1089	114
38	380	149	13·7	20·5	107	84·00	24012	975	1264	131
40	400	155	14·4	21·6	118	92·63	29213	1158	1461	149
42½	425	163	15·3	23·0	132	103·62	36973	1437	1740	176
45	450	170	16·2	24·3	147	115·40	45852	1725	2037	203
47½	475	178	17·1	25·6	163	127·96	56481	2088	2378	235
50	500	185	18·0	27·0	180	141·30	68738	2478	2750	268
55	550	200	19·0	30·0	213	167·21	99184	3488	3607	349
60	600	215	21·6	32·4	254	199·00	138957	4668	4632	434

Außer diesen Normalprofilen werden von deutschen Walzwerken (Differdinger Hütte der Deutsch-Luxemburgschen Bergwerks- und Hütten-A. G., Walzwerk Peine, Gelsenkirchener Bergwerks-A. G., Stahlwerk Thyssen A. G., Werk Hagendingen u. a.) breitflanschige, nach dem Verfahren des amerikanischen Ingenieurs Grey gewalzte Träger geliefert. Abb. 6. Bei diesen ist

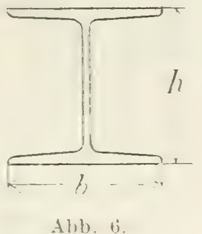


Abb. 6.

für $h < 300\,mm$ $\qquad b = h$

„ $h > 300$ bis $750\,mm$ $\qquad b = 300\,mm$

Die Innenflächen der Flanschen haben bei diesen Trägern eine Neigung von 9%. Walzwerk Differdingen und Peine liefern auch parallelflanschige Träger. (Siehe Tabelle S. 26.) Infolge der größeren Flanschenbreite haben diese Träger gegenüber den Normalprofilen bei gleicher Querschnittsfläche ein größeres Trägheitsmoment auf die lotrechte Schwerachse, daher eine größere Steifigkeit gegen seitliches Ausbiegen. Sie eignen sich daher gut für Druckstäbe, wogegen die niedrigen Profile nur bei beschränkter Bauhöhe als Träger vorteilhaft sind.

Die Normallänge der I-Träger geht bis zu $10\,m$. Mit Überpreis sind Längen bis $18\,m$ und auch darüber erhältlich.

[-Eisen oder U-Eisen (Abb. 7) entsprechen in der Querschnittsform einem halben I-Träger. Bei den österreichischen Profilen ist

$b = 0{\cdot}25\,h - 25\,mm \qquad \delta_1 = 0{\cdot}025\,h - 4\,mm \qquad \delta = 1{\cdot}5\,\delta_1$

Neigung der inneren Flanschenfläche $p\,\% = 0{\cdot}01\,h + 7$, Abrundung $r = 1{\cdot}5\,\delta_1$, $r_1 = 0{\cdot}6\,\delta_1$. (Siehe Tabelle S. 27.)

Die von den deutschen Werken gewalzten Profile haben bei gleicher Höhe und Flanschenbreite etwas geringere Steg- und Flanschenstärke.

Abb. 7.

Die [-Eisen finden im Brückenbau häufige Verwendung sowohl zu kleineren Trägern (Seiten-Längsträger der Fahrbahn, Schotterabschluß) wie auch als Teile von Gurtungen und Druckstreben. Normallänge 4 bis $12\,m$.

⅂-Eisen finden bei uns im Brückenbaue nur ausnahmsweise Anwendung, da sie von den Walzwerken nur in wenigen Kalibern erzeugt und wenig auf Lager gehalten werden. In amerikanischen Fachwerkskonstruktionen haben sie früher häufigere Verwendung gefunden. Für die Zusammensetzung zu steifen Druckquerschnitten können sie unter Umständen Vorteile bieten. Die bei uns gewalzten Profile

Differdinger Grey-Träger mit parallelen Flanschen.

Diff. P. Nr.	Trägerhöhe h	Flanschenbreite b	Stegdicke δ	Flanschendicke d	Querschnitt F	Gewicht für 1 m	Trägheitsmomente J_x	Trägheitsmomente J_y	Widerstandsmomente W_x	Widerstandsmomente W_y
	mm	mm	mm	mm	cm^2	kg	cm^4	cm^4	cm^3	cm^3
14	140	140	8	12	44·1	34·63	1522	550	217	79
15	150	150	8	12	47·3	37·15	1897	676	253	90
16	160	160	9	14	58·4	45·81	2634	958	329	120
18	180	180	9	14	65·8	51·62	3833	1363	426	151
20	200	200	10	16	82·7	64·94	5952	2136	595	214
22	220	220	10	16	91·1	71·54	8052	2843	732	258
24	240	240	11	18	111·3	87·39	11686	4152	974	346
25	250	250	11	18	116·0	91·08	13298	4692	1064	375
26	260	260	11	18	120·7	94·77	15050	5278	1158	406
28	280	280	12	20	143·6	112·71	20722	7324	1480	523
30	300	300	12	20	154·0	120·87	25759	9007	1717	600
32	320	300	13	22	171·3	134·48	32249	9910	2016	661
34	340	300	13	22	173·9	136·52	36942	9910	2173	661
36	360	300	14	24	191·5	150·30	45122	10813	2507	721
38	380	300	14	24	194·3	152·50	50949	10813	2682	721
40	400	300	14	25	208·5	163·68	60642	11714	3032	781
42½	425	300	14	26	212·0	166·43	69483	11714	3270	781
45	450	300	15	28	231·6	181·84	84223	12619	3743	841
47½	475	300	15	28	235·4	184·78	95122	12620	4005	841
50	500	300	16	30	255·3	200·44	113177	13525	4527	902
55	550	300	16	30	263·2	206·72	140342	13527	5103	902
60	600	300	17	32	288·9	226·80	180829	14135	6028	962
65	650	300	17	32	297·4	233·47	216783	14437	6670	962
70	700	300	18	34	324·0	254·36	270290	15346	7723	1023
75	750	300	18	34	333·0	261·42	316256	15349	8434	1023
80	800	300	18	34	342·0	268·49	366385	15351	9160	1023
85	850	300	19	36	371·6	291·67	443890	16267	10444	1084
90	900	300	19	36	381·1	299·12	506040	16270	11245	1085
95	950	200	19	36	390·6	306·58	572953	16273	12062	1085
100	1000	300	19	36	400·1	314·04	644748	16276	12895	1085

[-Eisen. Österreichische Normalprofile.

Nr.	Höhe h	Schenkel-breite b	Stegdicke δ	Schenkel-dicke d	Schwer-punktenbstand	Querschnitt F	Gewicht für 1 m	Trägheitsmomente J_x	J_y	auf die Außen-fläche des Steges	Widerstands-moment W_x
	mm	*mm*	*mm*	*mm*	*mm*	cm^2	*kg*	cm^3	cm^3	cm^3	cm^2
6	60	40	5·5	8·0	1·44	9 01	7·07	48·05	12·97	31·53	16·02
8	80	45	6·0	9·0	1·54	12·06	9·47	116·09	21·92	50·47	29 02
10	100	50	6·5	9·5	1·62	15·03	11·80	227·06	33·27	72·63	45·41
12	120	55	7·0	10·5	1 74	18·81	14.77	409·68	50·09	106·73	68·28
13	130	60	7·0	10·5	1·87	20·56	16·14	533·41	65·30	136·81	82·06
14	140	60	7·5	11·0	1·82	22·40	17·58	662·21	69·94	144·31	94·60
16	160	65	8 0	12 0	1·95	26·90	21·12	1038 42	98·15	199·90	129·80
18	180	70	8·5	12·5	2·03	31·13	24·44	1513·87	129·81	258·60	168·21
20	200	75	9·0	13·5	2·16	36·35	28·54	2182·21	173·50	343·04	218·22
22	220	80	9·5	14·0	2·25	41·21	32·35	2979·50	220·78	429·35	270·86
24	240	85	10 0	15·0	2·38	47·15	37·01	4057 95	284·63	551·00	338·16
26	260	90	10·5	15·5	2·47	52·63	41·32	5293·54	351·80	672·22	407·20
28	280	95	11·0	16·5	2·60	59·30	46·55	6919·98	441·03	840·40	494·28
30	300	100	11·5	17 0	2·69	65·41	51·35	8727·45	532·79	1004·56	581·83

haben $h = 80$, 100, 180 und 220 *mm* Höhe und 55, 50, 70 und 80 *mm* Flanschenbreite.

Quadrant- und Sextanteisen (Abb. 8). Diese Walzeisen, deren

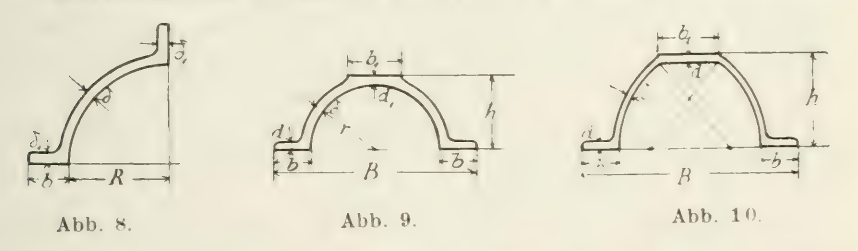


Abb. 8. Abb. 9. Abb. 10.

Querschnitt aus dem vierten oder sechsten Teil eines Kreisringes mit angesetzten radialen Flanschen besteht, und die sich sonach zu röhrenförmigen Stäben zusammensetzen lassen, spielen gegenwärtig im Brückenbau keine Rolle, während sie früher namentlich bei amerikanischen Brücken (Phönixville- und Keystone-Bridge-Co.) eine ausgedehnte Anwendung fanden und um 1860 herum auch bei einigen, von der österreichisch-ungarischen Staatsbahngesellschaft (unter Ruppert) erbauten Brücken angewendet wurden. Da sie kein regel-

mäßiges Erzeugnis der Walzwerke bilden, kann bei den normalen Konstruktionen mit diesen Walzformen nicht gerechnet werden. Die in den Kaliberheften geführten Profile haben $R = 50$, 100, 125, 150 *mm* $h = 0{\cdot}2\,R - 25$ *mm*, $\delta = 4$ bis 12 *mm*, $\delta_1 = 1{\cdot}5\,\delta$.

Belag- oder Zorèseisen dienen vornehmlich zur Herstellung der Brückentafel beschotterter oder gepflasterter Straßenbrücken. Ihr Querschnitt ist ein Halbkreis mit angesetzten Fußflanschen und einer Verstärkung im Kopfe (österreichisches Normalprofil Abb. 9) oder ein mehr überhöhter Bogen (deutsches Normalprofil Abb. 10).

Die Profilabmessungen sind in den nachfolgenden Tabellen angegeben.

Weitere Konstruktionselemente, welche im Baue der eisernen Brücken Anwendung finden, sind: Walzdraht für die Herstellung der Kabel der Hängebrücken, ferner die aus Blechtafeln durch Pressen oder Biegen erzeugten Wellbleche, Buckelplatten und Tonnenbleche. Diese werden bei ihren besonderen Anwendungen besprochen werden.

Zorèseisen.

Österreichische Profile.

Nr.	B	h	b	b_1	d	d_1	δ	Querschnitt in cm^2	Widerstandsmoment W_x
	in Millimetern								
10	100	36	18	30	5	4	3	5·31	5·0
16	160	55	30	45	6	5	4	10·84	16·0
18	180	63	34	50	7	7	4	13·90	24·5
21	210	75	37·5	60	8·5	7·5	5	19·32	40·0
24	240	87	42	69	10	9	5·5	25·39	61·8
26	260	95	45	75	11	10	6	30·20	80·4
26a	260	125	45	70	10	10	6	31·16	110·6

Das Spezialprofil Nr. 26 a für schwere Straßenbrücken hat keinen Halbkreis, sondern Segmente mit dem Radius 147 *mm* zur Begrenzung.

Deutsche Profile.

Nr.	B	h	b	b_1	d	δ	Querschnitt in cm^2	Widerstandsmoment W_x
	in Millimetern							
5	120	50	21	33	5	3	6·74	9·21
6	140	60	24	38	6	3·5	9·33	15·60
7 1/2	170	75	28·5	45·5	7	4	13·20	28·10
9	200	90	33	53	8	4·5	17·90	46·10
11	240	110	39	63	9	5	24·20	75·90
12/24	240	120	45	90	7	5·5	25·10	90·00

§ 3. Die Verbindungsmittel.

Die Vereinigung der Walzeisen und Bleche zu stabförmigen Gliedern und zu Trägern erfolgt durch Nieten; ausnahmsweise durch Schraubenbolzen. Die Verbindung der stabförmigen Glieder zu Fachwerken wird bei unseren Konstruktionen normal ebenfalls durch Nietung bewerkstelligt, bei der spezifisch amerikanischen Bauweise durch Gelenkbolzen.

1. Die **Nieten** sind aus Walzrundeisen hergestellte Bolzen, die an einem Ende einen durch Pressen in rotglühendem Zustande bereits vorgebildeten Kopf, den Setzkopf, haben, wogegen der andere Kopf, der Schließkopf, erst nach Einführung des Nietbolzens in das Nietloch durch Stauchung und Formung des hervorragenden Schaftes erzeugt wird. Der auf Schaftlänge hellglühend erhitzte, vom Zunder durch Abklopfen befreite Nietbolzen wird in das Nietloch eingesetzt, mittels eines Nietstockes (Nietwinde) oder Gegenhalters im Setzkopfe gestützt und an die zu vernietenden Teile angepreßt, worauf der vorstehende Nietschaft bei der Handnietung zunächst durch rasch geführte Hammerschläge mittels leichter Stauchhämmer gestaucht wird. Hierauf wird der Schließkopf durch Breithämmern des vorstehenden Schaftes mittels schwerer Zuschlaghämmer vorgebildet und unter einem aufgesetzten Kopfgesenke, dem Schelleisen oder Döpper geformt. Die Handnietung wird in modern eingerichteten Werkstätten vielfach durch die bequemere und raschere Nietung mittels des Preßlufthammers ersetzt. Letzterer ist ein von einem Manne gehandhabtes transportables Werkzeug, dem mittels eines Schlauches die auf 6 bis 8 Atmosphären gepreßte Luft zugeführt wird, wodurch ein in dem Gehäuse befindlicher Kolben gegen einen lose eingesetzten Stempel (Döpper) geschleudert wird und rasch aufeinanderfolgende Schläge ausübt. Dabei kann an Stelle des Nietstockes auch ein Preßtluftgegenhalter in Verwendung kommen. Die beste Nietung liefern aber die eigentlichen Nietmaschinen, und zwar die Nietpressen, die den Schließkopf durch einen einzigen Druck erzeugen und den Niet so lange unter Druck halten, bis der Kopf die Rotglut verloren hat. Sie bestehen aus einem gabelförmigen Gestelle (Bügel), das am Ende des einen Armes ein festes Gesenk zur Stützung des Setzkopfes besitzt, während sich gegenüberstehend am anderen Bügelarme der unter Druck vorgetriebene Nietstempel befindet. Man unterscheidet hydraulische und pneumatische Nietmaschinen, je nachdem Wasser- oder Luftdruck zur Anwendung kommt. Erstere sind meist direkt wirkend, d. h. der Wasserdruck (100 bis 200 Atmosphäre) wirkt unmittelbar auf den Nietstempel (Döpper), bei letzteren wird der Druck des Preßkolbens mittels

Kniehebel auf den Nietstempel übertragen. In neuerer Zeit werden elektrische Nietmaschinen wegen des Wegfalles besonderer Installationsanlagen gerne und mit Vorteil verwendet. Der am Bügel der Maschine befestigte kleine Elektromotor wirkt entweder mit einer Schraubenspindel auf einen, den Nietstempel tragenden Hebel (Konstruktion der Maschinenfabrik Flohr in Berlin) oder er betätigt eine Druckpumpe, von welcher die Druckflüssigkeit (Glyzerin) auf den Kolben der Nietpresse geleitet wird (Maschinenfabrik Oerlikon bei Zürich)[1]. Die Nietmaschinen können feststehend sein, meist sind sie aber an einem Krane hängend transportabel, so daß sie über die festliegenden Arbeitsstücke bewegt werden können.

Der Vorteil der Maschinennietung liegt in der langsamen Stauchwirkung und Kopfbildung unter gleichbleibendem Drucke, der auch die zu vernietenden Teile zusammenpreßt und den man so lange einwirken lassen kann, bis der Niet auf schwache Rotglut abgekühlt ist, so daß eine Federung, wie sie bei Handschlagnieten vorkommen kann, verhindert ist. Die Maschinennietung ist aber auf die Werkstätte und auf dafür zugängliche Nieten beschränkt, wogegen alle anderen Nieten mit dem Preßlufthammer oder auf der Baustelle mit der Hand geschlagen werden müssen.

Die Nietschaft erhält einen, im kalten Zustande um etwa 5% kleineren Durchmesser als das Nietloch. Ist t die Stärke der zu vernietenden Teile, d der Nietdurchmesser, so ist die zur Bildung des Schließkopfes erforderliche Nietschaftslänge $1 \cdot 1\,(t - d)$. Für die Eisenkonstruktionen des Brückenbaues werden 16 bis 26 *mm* starke Nieten verwendet, für ganz schwache Teile auch noch 12 *mm* starke Nieten. Der „Verein deutscher Brücken- und Eisenbaufabriken" hat sich darauf geeinigt, in Hinkunft nur Nieten von 12, 16, 20, 23 und 26 *mm* Durchmesser zu verwenden. Zur Bezeichnung der Nietstärke in den Plänen wird ein Schema nach Abb. 11 vorgeschlagen.

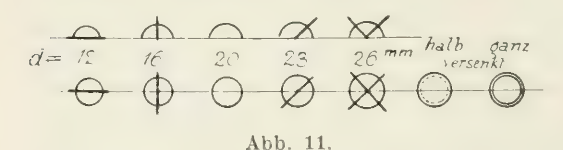


Abb. 11.

Die Nietstärke ist entsprechend der Stärke der zu verbindenden Teile zu wählen. Für solche Nieten, die nur den Zusammenschluß der Lamellen und Winkel stabförmiger Glieder bezwecken und sonach auch keine besonderen Kräfte aufzunehmen haben, die sogenannten Haftnieten, genügt ein kleinerer Durchmesser, der etwa

[1] K. Haberkalt, Über die Herstellung eiserner Tragwerke. „Österreich. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst" 1910.

nach $d = \sqrt{3{\cdot}3\,\delta}$, worin δ die Dicke des schwächsten Teiles in Zentimetern bezeichnet, bestimmt werden kann. Für die eigentlichen Befestigungsnieten — Kraftnieten — wählt man, um ihre Anzahl zu verringern, etwas größeren Durchmesser, durchschnittlich $d = 2\,\delta$. Derselbe richtet sich bei Winkel- und Formeisen nach der Schenkel- oder Flanschenbreite und hat

bei	70 *mm*	80 *mm*	90 *mm*	100 *mm*	und darüber Schenkelbreite
höchstens	20 *mm*	23 *mm*	23 *mm*	26 *mm*	zu betragen[1].

Die Kopfform ist gewöhnlich ein Kugelabschnitt (Abb. 12); ellipsoidische Köpfe (Abb. 13) eignen sich besser für Maschinen-

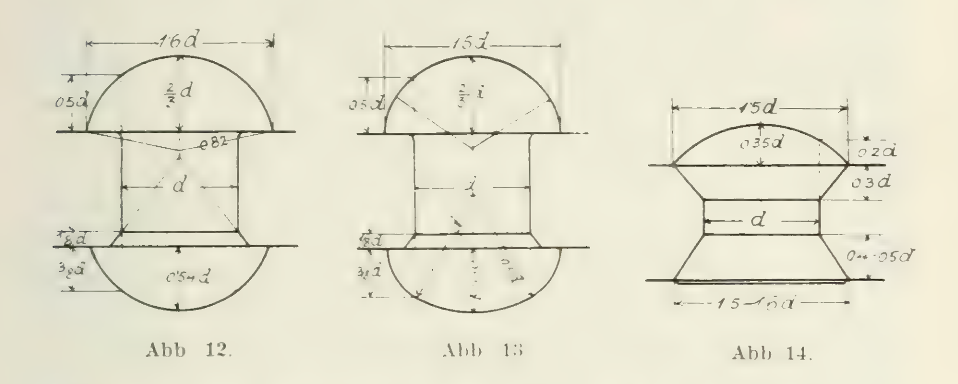


Abb. 12. Abb. 13. Abb. 14.

nietung als für Handnietung. Der Kopf muß in der Verlängerung des Schaftmantels eine gewisse Höhe erhalten, um die durch das Zusammenziehen des Nietes beim Erkalten entstehende Längsspannung aufzunehmen. Man macht diese Höhe gleich dem halben Nietdurchmesser *d*, worin die Versenkung mit eingerechnet sein kann und dem Durchmesser des Nietkopfes mindestens 1·5 *d*.

Der im Übergang zum Kopf angeordnete kegelförmige Schaftansatz, die sogenannte kleine Versenkung, ist seinerzeit auf Grund von Versuchen beim Bau der alten Weichselbrücke bei Dirschau als vorteilhaft für die Haltkraft der Nieten erkannt und seither auch angewendet worden. Neuere, vom „Verein deutscher Brücken- und Eisenbaufabriken", 1909 mit Flußeisennieten durchgeführte Versuche haben aber die Überlegenheit dieser klein versenkten Nieten nicht bestätigt. Es ist überdies zu beachten, daß eine tadellose Ausführung der Versenkung beim fertigen Setzkopf in der Praxis kaum zu er-

---

[1]) Nach Vianello, „Der Eisenbahnbau", soll *d* nicht größer als viermal die kleinste Stärke der zu verbindenden Teile und nicht kleiner als das 1½fache der größten gewählt werden.

reichen ist. Entweder wird der Konus im Nietloche zu klein oder zu groß ausgerieben, oft auch nicht ganz zentrisch. Für den Schließkopf hätte dies nichts zu bedeuten, wohl aber für den Setzkopf, der dann nicht richtig zum Aufsitzen kommt. Es ist daher jetzt in den Vorschriften der deutschen Behörden für die Ausführung der eisernen Brücken von der Anordnung des kegelförmigen Überganges Abstand genommen; die Nieten werden unter dem Kopfe nur mit einer kleinen Ausrundung versehen, wie sie sich bei der Herstellung von selbst ergibt und es ist nur nötig, die Lochränder abzugraten. Man dürfte sich nun wohl auch anderwärts dieser Nietform anschließen.

Nieten, deren Schaftlänge zwischen den Köpfen gemessen den $4^1/_2$- bis 5fachen Durchmesser übersteigt, lassen sich schwer stauchen und es ist namentlich die Handnietung nicht mehr gut ausführbar. Durch Anwendung halb oder ganz versenkter Nieten (Abb. 14) kann die Nietschaftlänge allenfalls noch bis auf den $5^1/_2$- bis 6fachen Durchmesser vergrößert werden. (Neue Rheinbrücken bei Köln) Halb oder ganz versenkte Nieten werden auch dort notwendig, wo die Köpfe nur wenig oder gar nicht über die Plattenoberfläche vortreten dürfen. Sonst beschränkt man ihre Anwendung wegen ihrer minderen Haltkraft auf die notwendigen Fälle. In den Plänen werden sie durch einen punktierten oder vollen Doppelkreis bezeichnet.

Nieten von ungewöhnlicher Länge, bis zum 8fachen Durchmesser bei einer Stärke von 32 *mm*, sind in der Hellgate-Brücke verwendet worden. (Abb. 15). Bei einer Lochweite von 33·3 *mm* erhielt der Nietbolzen unter dem Setzkopfe einen Durchmesser von 32·5 *mm* und verjüngte sich in einer Länge von 125 bis 150 *mm* auf 31·4 *mm*. Zur Vernietung dienten kräftige hydraulische Nietpressen. Vor dem Einsetzen wurde der Niet mit seinem glühenden Ende in Wasser getaucht, um ihn abzuschrecken und ein vollkommeneres Stauchen in der ganzen Länge des Bolzens zu erzielen.

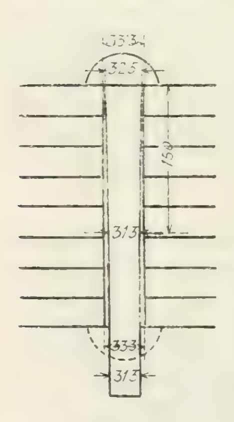


Abb. 15.

Durch die Zusammenziehung des Nietbolzens beim Erkalten entsteht eine nicht unbeträchtliche Längsspannung im Niet, welche einerseits von dem Temperaturunterschied zwischen Nietbolzen und dem umgebenden Materiale, anderseits von der Federung der durch den Niet verbundenen Platten abhängt. Nimmt man bei Fertigstellung des Schließkopfes eine Temperaturdifferenz von 100° C an, so würde bei den Ausdehnungskoeffizienten des Eisens von 0·0000125 beim Erkalten eine Längsspannung von $\sigma = 0{\cdot}00125\,E = 2500$ *kg/cm²* her-

vorgerufen. Durch die Federung der Platten wird aber diese Spannung in Wirklichkeit stark verringert. Die oben erwähnten Versuche des Vereins der deutschen Eisenbaufabriken ergaben den Gleitwiderstand unter einer Nietkopffläche

bei Handnietung mit 500 bis 800 *kg* pro 1 cm^2 Nietquerschnitt
bei Maschinennietung mit 1000 „ 1100 *kg* „ 1 cm^2 „

Bei den weiter unten angeführten Versuchen Prof. Rudeloffs wurden etwas kleinere Gleitwiderstände gefunden.

Mit einem Reibungskoeffizienten = 0·4 würde dieser Gleitwiderstand einer Längsspannung im Niet von 1250 bis 2700 *kg/cm* entsprechen. Der Gleitwiderstand ist der Haltkraft der Nieten günstig, da er die Nietbolzen zum Teil von der Scherspannung entlastet. Es ist jedoch nicht anzunehmen, daß die große Längskraft im Niet dauernd erhalten bleibt. Wiederholte Beanspruchungen vermindern oder vernichten den Gleitwiderstand und er wird bei der Berechnung der Nietverbände daher auch nicht weiter berücksichtigt, sondern es wird angenommen, daß sich die auf Verschiebung wirkende Kraft gänzlich auf die Lochwandung überträgt, diese auf Druck und den Nietbolzen auf Abscheren beansprucht.

Eine, zu ihrer Längsspannung noch hinzutretende, Beanspruchung der Nieten auf Zug soll aber, da sie immer mit Lockerungen verbunden ist, möglichst vermieden werden.

Sehr wertvolle Aufschlüsse über den Einfluß des Nietverfahrens auf den Gleitwiderstand und die Bruchfestigkeit der Verbindung sind den Versuchen von Rudeloff zu entnehmen[1]. Die Versuchsstücke waren 24 und 20 *mm* dicke Flacheisen mit beiderseitigem Laschenanschluß, und zwar war die Verbindung bewirkt

bei den Versuchsstäben I durch 3 doppelschnittige Nieten von 23 *mm*
„ „ „ II „ 3 „ „ „ 21 *mm*
„ „ „ III „ 2 „ „ „ 25 *mm*
„ „ „ IV „ 2 „ „ „ 27 *mm*

Die Belastungen, bei welchen der Beginn des Gleitens beobachtet wurde, ergaben, in Kilogramm auf 1 cm^2 Scherfläche der Nieten berechnet, folgende Durchschnittswerte:

[1] Versuche mit Nietverbindungen und Brückenteilen, für den Verein deutscher Brücken- und Eisenbaufabriken ausgeführt im königlichen Materialprüfungsamte zu Groß-Lichterfelde von Geh. Regierungsrat Prof. Rudeloff. Berlin 1912.

		bei Handnietung	Lufthammernietung	Maschinen- (Kniehebel) nietung
Versuchsstäbe	I	652	652	975
„	II	580	648	873
„	III	188	407	825
„	IV	320	427	787

Zwei Nieten von größerem Durchmesser zeigten sonach einen geringeren Gleitwiderstand als drei Nieten von kleinerem Durchmesser und es trat dieser Unterschied besonders auffallend bei der Handnietung hervor. Diese steht der Maschinennietung im allgemeinen, besonders aber bei starken Nieten bedeutend nach. Im Durchschnitt aus allen Versuchszahlen lieferte die Lufthammernietung um 23%, die Kniehebelnietung um rund 100% größere Gleitbelastungen als die Handnietung. Die Bruchbelastungen fanden sich jedoch durch die verschiedenen Nietverfahren unter sonst gleichen Versuchsbedingungen nicht beeinflußt. Der Bruch erfolgte entweder durch Reißen des Flacheisens bei einer Bruchspannung von im Mittel 4000 *kg/cm*² oder durch Abscheren der Nieten unter einer Scherspannung von 2900 bis 3000 *kg/cm*². Bemerkenswert ist, daß die Zugfestigkeit der Flacheisen und die Scherfestigkeit der Nieten weder durch die Art der Nietung noch durch die Unterschiede im Leibungsdrucke, der unter der Bruchlast für die 21 *mm* Nieten im Mittel 4200 *kg/cm*², für die 27 *mm* Nieten 6100 *kg/cm*² betrug, beeinflußt wurde.

Über Anordnung, Beanspruchung und Berechnung der Nieten siehe Kapitel III.

2. Schraubenbolzen werden zur Befestigung von Gußteilen (Lagerkörper, Geländerteile etc.) wie auch zu Verbindungen an Stelle von Nieten dort verwendet, wo man wegen zu großer Schaftlänge oder schwieriger Zugänglichkeit keine Nietung anwenden kann oder wo, wie z. B. bei provisorischen Bauten, Kriegsbrücken etc., eine lösbare Verbindung geschaffen werden soll. Man verwendet zylindrische abgedrehte Bolzen mit angestauchtem sechskantigen Kopf und normaler Schraubenmutter. Der Bolzen muß ohne Spielraum scharf eingetrieben werden. Die Schraubenmutter erhält eine Unterlagsscheibe und darf das Gewinde in die zu verbindenden Teile nicht hineinragen. Man verwendet auch Bolzen ohne Kopf mit konisch abgedrehtem Schaft,

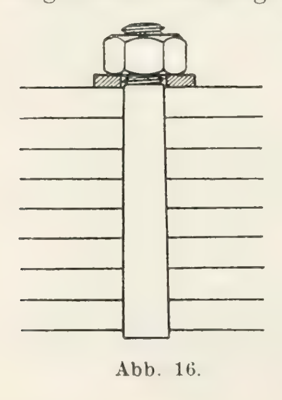


Abb. 16.

der ein festes Einziehen in das genau damit übereinstimmend aufgeriebene Loch gestattet (Abb. 16). Die Verjüngung des Schaftdurchmessers soll mindestens $1/_{50}$ betragen. Bolzendurchmesser $d = 16$ bis 35 *mm*.

Da aber auch durch festes Anziehen der Schraubenmuttern keine so große Längsspannung im Bolzen, demnach auch keine so große Reibung zwischen den zu verbindenden Teilen hervorgerufen werden kann wie bei gut geschlagenen Nieten und namentlich bei zylindrischen Bolzen kein vollkommener Anschluß des Bolzens an das Bolzenloch zu erzielen ist, so muß im allgemeinen der Nietverbindung, welche zudem auch billiger als die Verschraubung ist, hinsichtlich der besseren Haltkraft der Vorzug gegeben werden.

3. Gelenkbolzen kommen zur Anwendung, wenn die Verbindung zweier oder mehrerer Konstruktionsteile durch einen einzigen Bolzen erfolgen soll, womit dann auch die Möglichkeit einer Drehung, also eine Gelenkwirkung verbunden ist. Gelenkbolzen sind hauptsächlich bei den Knotenpunktsverbindungen der amerikanischen Fachwerkskonstruktionen in Gebrauch; bei uns beschränkt sich ihre Verwendung auf die Stabketten der Hängebrücken, auf die Gelenke bei Gerberträgern und Hängeträgern, und allenfalls auf die gelenkigen Anschlüsse der Fahrbahnträger.

Sie sind sorgfältig abgedrehte zylindrische Bolzen, welche ohne Spielraum in die Löcher passen müssen[1]). Die Bolzen erhalten entweder an einem Ende einen Bund, am anderen ein Gewinde mit Mutter oder an beiden Enden Gewinde mit niedrigen Muttern. Es empfehlen sich Muttern, welche auf der Unterseite hohl sind, so daß

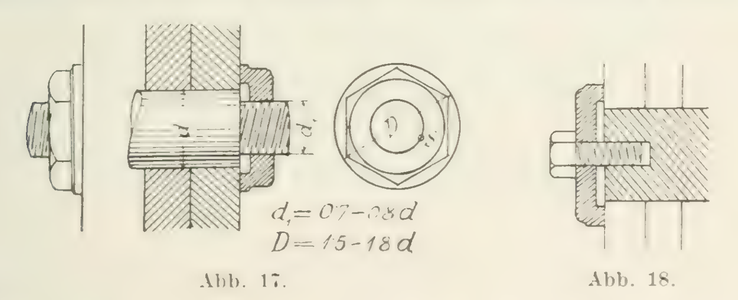


Abb. 17. Abb. 18.

sie auch, falls der Bolzen etwas zu lang ist, nicht auf diesem, sondern auf den zu verbindenden Stäben anliegen (Abb. 17). Die Muttern werden nicht übermäßig fest angezogen, um nicht durch zu große

[1]) Die amerikanische Ausführungspraxis setzt als größten zulässigen Spielraum bei Bolzen bis 90 *mm* Durchmesser 0·5 *mm* und bei Bolzen von über 150 *mm* Durchmesser 0·8 *mm*.

Reibung die Gelenkwirkung zu beeinträchtigen. Gegen Losdrehen werden sie durch einen vorgesteckten Splint oder durch einen Stift S gesichert, der in ein in der Achsenrichtung gebohrtes, je zur Hälfte in die Mutter und in die Spindel eingreifendes Loch eingetrieben wird. Starke Bolzen (etwa über 100 *mm*) erhalten besser aufgeschraubte Deckscheiben nach Abb. 18, oder sie werden ganz durchbohrt und es werden dann die Deckscheiben auf einer durchgesteckten Rundstange aufgeschraubt.

Die Dimensionierung der Gelenkbolzen hat mit Rücksicht auf die Scherkräfte, auf den Druck in der Lochleibung und auf die allfällige Biegungsbeanspruchung zu erfolgen.

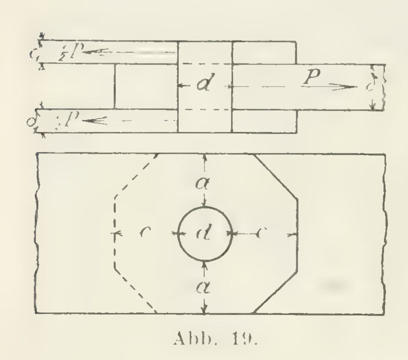


Abb. 19.

Ist $Q = \frac{1}{2} P$ die in einer Scherfläche des Bolzens wirkende Kraft (Abb. 19) $F = \frac{\pi}{4} d^2$ der Querschnitt des Bolzens, s_1 die mittlere Scherspannung im Querschnitte, so ist

$$P = 2 F s_1 = \frac{\pi d^2}{2} s_1 .$$

Rechnet man ferner mit einem mittleren Drucke s_2 auf die Wand des Bolzenloches, der einer gleichmäßigen Verteilung der Kraft P auf die Projektion $d \delta$ der Lochwand entspricht, so ist auch $P = d \delta s_2$.

Das auf den Bolzen wirkende größte Biegungsmoment ist, wenn von den elastischen Formänderungen abgesehen wird,

$$M = \frac{1}{4} P \left(\delta_1 + \frac{1}{2} \delta \right) = \frac{\pi}{32} d^3 s,$$

worin s die Biegungsspannung; sonach

$$P = \frac{\pi}{8} \frac{d^3}{\delta_1 + \frac{1}{2} \delta} . s.$$

Die mittlere Scherspannung in einem kreisrunden Querschnitt beträgt $^3/_4$ der auftretenden größten Scherspannung; man kann sonach s_1 mit $^3/_4$ bis $^1/_2$ der zulässigen Biegungszugspannung s annehmen.

Der Leibungsdruck wird in der durch den Bolzenmittelpunkt gehenden Kraftrichtung am größten und beträgt je nach Annahme

des Verteilungsgesetzes das 1·27- bis 1·5fache des mittleren Druckes s_2[1]). Soll keine Stauchung im Bolzenloche eintreten, so muß der maximale Leibungsdruck unter der Stauchgrenze bleiben. Diese liegt für Flußeisen bei etwa 2400 kg/cm^2. Man kann sonach als höchsten zulässigen Wert $s_2 = \frac{2}{3}\, 2400 = 1600\ kg/cm^2$ annehmen.

Je nach Scherspannung, Leibungsdruck oder Biegungsbeanspruchung gerechnet, ergibt sich sonach für die Tragkraft eines doppelschnittigen Gelenkbolzens

$$\left.\begin{aligned} P_1 &= \frac{\pi}{2}\, d^2 s_1 \\ P_2 &= d\, \delta\, s_2 \\ P_3 &= \frac{\pi}{8}\, \frac{d^3}{\delta_1 + \frac{1}{2}\delta}\, s \end{aligned}\right| \quad \ldots \ldots \ldots \quad 1)$$

P_1 ergibt sich größer als P_2, wenn $\frac{d}{\delta} > \frac{2}{\pi}\frac{s_2}{s_1}$, d. i.

für Flußeisen mit $s_1 = 700$, $s_2 = 1400$, wenn $\frac{d}{\delta} > 1·3$

„ Stahl „ $s_1 = 1000$, $s_2 = 1600$, „ $\frac{d}{\delta} > 1·0$ ist.

In diesem Falle, der die Regel bildet, ist die Tragkraft des Bolzens durch P_2 oder P_3 bestimmt.

Ist A in Kilogramm die im Gelenk aufzunehmende Kraft, so wird der kleinste Bolzendurchmesser erhalten, wenn auch die Stab-

[1]) Man setzt den Druck im Bolzenloche unter dem Winkel α zur Kraftrichtung gewöhnlich $\sigma = \sigma_0 \cos \alpha$; richtiger wäre es aber mit einer größeren Abnahme des Druckes zu rechnen und etwa $\sigma = \sigma_0 \cos^2 \alpha$ anzunehmen (Abb. 20). Auf die Länge 1 des Bolzens wird alsdann die Summe der zur Kraftrichtung parallelen Druckkomponenten

$$p = 2\int_0^{\frac{\pi}{2}} \sigma \cos \alpha\, ds = 2\, \sigma_0\, r \int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos^3 \alpha\, d\alpha = \frac{4}{3}\, \sigma_0\, r$$

und die Summe der dazu senkrechten Komponenten

$$h = \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sigma_0 \cos^2 \alpha \sin \alpha\, ds = \frac{1}{3}\, \sigma_0\, r = \frac{1}{4}\, p.$$

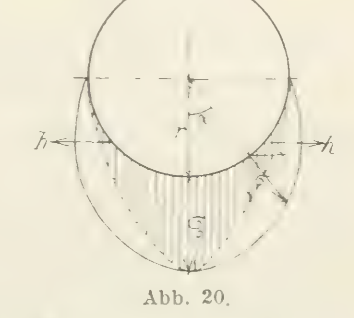


Abb. 20.

Mit dem mittleren Leibungsdrucke s_2 ist $p = 2\, r\, s_2$, sonach $\sigma_0 = \frac{3}{2}\, s_2$.

stärken δ und δ_1 so gewählt werden, daß sowohl der Bedingung $P_2 = A$ als auch $P_3 = A$ entsprochen ist. Setzt man $\delta_1 = \frac{1}{2}\delta$, so ergibt sich

$$A = d\,\delta\,s_2 = \frac{\pi}{8}\frac{d^3}{\delta}s$$

und daraus

$$d = \sqrt[4]{\frac{8}{\pi\,s\,s_2}}\,.\sqrt{A} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 2)$$

$$\delta = \sqrt{\frac{\pi\,s}{8\,s_2}}\,.\,d = \sqrt[4]{\frac{\pi\,s}{8\,s_2^3}}\,.\sqrt{A} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 3)$$

Mit $s = 800\,kg/cm^2$, $s_2 = 1400\,kg/cm^2$ erhält man

$$d = 0{\cdot}0388\sqrt{A} \quad \ldots \quad \delta = 0{\cdot}473\,d.$$

Mit $s = 1000$ $\qquad s_2 = 1600$

$$d = 0{\cdot}0355\sqrt{A} \quad \ldots \quad \delta = 0{\cdot}495\,d.$$

Bei einer nach diesen Regeln dimensionierten Bolzenverbindung wird auch die zulässige Scherspannung s_1 nicht überschritten, wenn die Inanspruchnahmen der Bedingung entsprechen, daß $\frac{s_1^2}{s\,s_2} \geq \frac{1}{2\pi}$ ist, was bei den obigen Annahmen für $s\,s_1\,s_2$ der Fall ist.

Wählt man die Stabstärke δ größer oder kleiner als nach 3), dann muß der Bolzendurchmesser vergrößert werden. Macht man die Stabdicke kleiner

$$\delta' < \delta$$

so bestimmt sich der neue Bolzendurchmesser d' bei Einhaltung des zulässigen Leibungsdruckes s_2 aus

$$d'\,\delta' = d\,\delta$$

wobei die Biegungsspannung auf $s' = \frac{\delta'^4}{\delta^4}s$ herabgesetzt wird.

Macht man dagegen $\qquad \delta'' > \delta$

so muß bei Einhaltung der Biegungsspannung s der Bolzendurchmesser d'' aus

$$d'' = d\sqrt[3]{\frac{\delta''}{\delta}}$$

gerechnet werden, wofür sich der Leibungsdruck auf $s''_2 = \frac{d^4}{d''^4}s_2$ ermäßigt.

Ist der durch den Bolzen angeschlossene Stab ein Zugstab, so muß er im Umfange des Bolzenloches, im sogenannten Auge, eine entsprechende Breite erhalten. Der durch die Bolzenmitte geführte Querschnitt nimmt die Kraft

$$P = 2\,a\,\delta\,.\,s'$$

auf. Die Gleichsetzung mit P_2 ergibt $2\,a\,s' = d\,s_2$ oder $a > \frac{1}{2}\,\frac{s_2}{s'}\,d$.

Die Spannungen werden sich aber nicht gleichmäßig über den Querschnitt verteilen, sondern am Bolzenloche wesentlich größer sein als an den Stabrändern. Man muß daher für s' einen kleineren Wert als die zulässige Zuginanspruchnahme einsetzen, so daß bei nicht überdimensionierten Bolzen $\frac{s_2}{s'}$ jedenfalls > 2, etwa mit 2·5 bis 3 anzunehmen ist. Hienach wird $a = 1{\cdot}25$ bis $1{\cdot}5\,d$.

Die Länge c mache man ebenfalls mindestens $= a$ oder um $\frac{1}{3}\,d$ größer.

Für Zugstäbe wird der Bolzendurchmesser auch im Verhältnis zur Stabbreite gewählt und für Augenstäbe (Abb. 21) nach neueren Ausführungen (Lindenthal) nahezu gleich der Stabbreite gemacht. Diese Bolzen sind hinsichtlich Lochleibungsdruck, Scherspannung und wohl auch Biegung überdimensioniert, erzielen aber schon unmittelbar hinter dem Auge eine gleichmäßige Spannungsverteilung über die Stabbreite. Die Breite a des Auges genügt dann

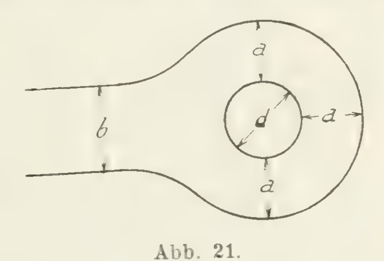


Abb. 21.

nach der Formel $P = 2\,a\,\delta\,s' = b\,\delta\,s$, worin s' mit etwa $\frac{2}{3}$ bis $\frac{3}{4}\,s$ einzusetzen ist, mit $a = 0{\cdot}75\,b$ bis $0{\cdot}67\,b$.

§ 4. Die Arbeiten in der Werkstätte.

Die für eine eiserne Brücke erforderlichen Bleche, Flacheisen, Formeisen usw. werden von den Walzwerken nach einer Bestellungsliste in den verlangten Abmessungen mit einer Zugabe von einigen Zentimetern in den Längen geliefert, in der Brückenbauwerkstätte zu den einzelnen Tragwerksgliedern zusammengesetzt und diese daselbst vorübergehend, d. i. unter Anwendung lösbarer Verbindungen, auf der sogenannten Zulage, zur ganzen Tragkonstruktion zusammen-

gebaut. Die dazu notwendigen Werkstattarbeiten sollen hier nur in den Grundzügen besprochen werden[1]).

Zunächst müssen die angelieferten Walzstücke, die selten vollkommen gerade sind, in der Werkstätte gerade gerichtet werden. Dies kann bei kleineren Stücken auf einer eisernen Richtplatte mit nicht zu kräftigen Hammerschlägen geschehen, für größere Stücke und für Bleche sind Richtmaschinen anzuwenden. Sie bestehen für Bleche aus einem Walzensatz mit 3 Unter- und 2 in der Höhe verstellbaren Oberwalzen, durch den das Blech bei entsprechender Walzenstellung ein- oder zweimal durchgeführt wird. Zum Richten von Formeisen dienen Biegemaschinen, bei denen der Stempel einer Presse auf das über zwei Walzen geführte Formeisen einwirkt.

Diese Biegemaschinen können auch zum Biegen von Formeisen oder Blechen benutzt werden; doch sind Biegungen auf die hohe Kante im kalten Zustande nur in sehr mäßigem Grade ausführbar. Schärfere Biegungen oder Knickungen und auch schwache Biegungen von stärkeren Profilen, so insbesondere von allen I und [-Eisen und über 200 *mm* breiten Flacheisen sind nur in heller Rotglut auszuführen. Keinesfalls ist aber das hochkantige Biegen von Blechen oder Flacheisen in kaltem Zustande durch Aushämmern, Strecken längs des einen Blechrandes zu bewerkstelligen, da hierunter die Materialfestigkeit leidet. Häufig zieht man dem hochkantigen Biegen eines Bleches das Ausschneiden aus einer rechteckigen Blechtafel vor.

Das Schneiden der Bleche, Universaleisen und Formeisen geschieht mittels Schere, Kreissäge oder mit dem Sauerstoffbrennapparat. Bleche und Flacheisen werden mit der Blechschere, kleine Winkelkaliber mit der Winkeleisenschere geschnitten. An der Schnittstelle leidet aber das Material durch die gewaltsame Bearbeitung und ist durch Hobeln oder Fräsen auf mindestens 2 *mm* Tiefe abzunehmen; bei unwesentlichen Teilen sind wenigstens die durch das Schneiden entstehenden scharfen Grate mittels der Schmirgelscheibe abzuschleifen. Bessere, wenn auch langsamere Arbeit als die Schere liefert die Kreissäge, mit der alle größeren Formeisen zu schneiden sind. Mit der Schere oder der Kreissäge lassen sich nur gerade Schnitte ausführen. Einspringende Ecken in Blechen sind so herzustellen, daß zunächst in den Ecken einige dicht stehende Löcher gebohrt und dann die geraden Kanten bis zur Ecke geschnitten werden. Die stehen gebliebenen Vorsprünge zwischen den Löchern sind mit dem Handmeißel abzunehmen. Krummlinige Begrenzungen

[1]) Ausführlicheres darüber in: Dr. Ing. Elbern, Über deutsche Eisenbauanstalten und ihre Arbeitsweisen. „Zeitschrift für Bauwesen", 1920, Heft 4 bis 6

von Blechen werden mit dicht stehenden Löchern abgebohrt oder zweckmäßiger mit dem Brennschneideverfahren hergestellt und nachgefräst. Ebenso sind Schlitze in Blechen oder Formeisen herzustellen, entweder durch Abbohren und Nachmeißeln oder durch Schnitte mit der Kreissäge oder mittels des Sauerstoffbrennapparates, bei dessen Anwendung die Schnittflächen aber auch immer nachzuarbeiten sind. Die einspringenden Ecken sind auszurunden.

Die Bleche und Universaleisen müssen gerade Längskanten haben. Stärkere Abweichungen sind durch Hobeln zu beseitigen. Sonst werden übereinander liegende Bleche oder Universaleisen (Gurtplatten, Stegbleche), die, wie sie aus dem Walzwerk kommen, bei gleicher Breite immer kleine Abweichungen in den Kanten zeigen werden, an den Längskanten in der Regel nicht behobelt, wenn nicht die Anforderung an ein besonders tadelloses Aussehen gestellt wird. Dagegen sind Stoßkanten immer zu hobeln. Auch beim Einpassen von Teilen in die inneren

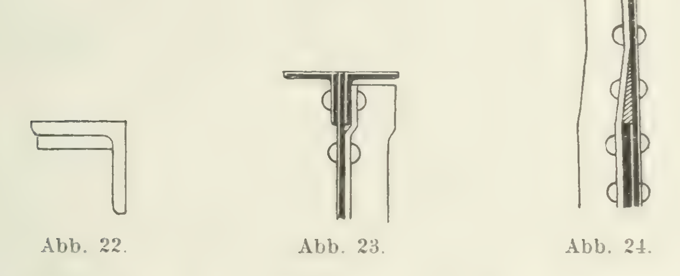


Abb. 22. Abb. 23. Abb. 24.

ausgerundeten Ecken von Winkel- oder anderen Formeisen sind diese Teile der Ausrundung entsprechend abzuhobeln. (Abb. 22). Kröpfungen, das sind Abbiegungen aus der Längsebene, kommen vornehmlich bei Winkeleisen zur Ausführung, die über vorstehende Blechränder oder Winkeleisenflanschen gehen und dazu um die Blechstärke abgebogen werden müssen. (Abb. 23.) Der Winkel ist an der Kröpfungsstelle in helle Rotglut zu bringen und durch den Stempel einer Presse über eine dem Maße der Kröpfung entsprechende Zwischenlage in ein Gesenke zu drücken. Dieser gewöhnlichen Kröpfung ist, wenn Kräfte übertragen werden sollen, jene mit Anordnung eines Keilfutters (Abb. 24) vorzuziehen. Die Keilfutter werden aus Flacheisen gehobelt und die Kröpfung erfolgt auf einer dem Keil genau entsprechenden Lehre.

Für die einzelnen Bauglieder und für die Knotenpunkte und Anschlüsse sind besondere Werkstattzeichnungen anzufertigen, aus denen die genauen Formen und Abmessungen der einzelnen Arbeitsstücke und die Nietstellungen zu entnehmen sind. Die Über-

tragung auf die Arbeitsstücke erfolgt dann entweder durch unmittelbares Vorreißen auf diesen selbst, wozu sie auch mit Schlämmkreide oder Kalkmilch überzogen werden, oder mit Hilfe von naturgroßen Schablonen, die aus starkem Papier oder bei wiederholter Verwendung für gleich auszubildende Teile aus Blech oder Holz angefertigt werden. Solche Schablonen werden insbesondere gern für die Übertragung der Einzelheiten der Knotenpunkte benutzt und werden danach die Umrißlinien der Knotenbleche und die Nietmitten durchgekörnt. Die erforderlichen Linien können dann auf dem Arbeitsstück mittels der Reißnadel eingerissen werden.

Bei dem unmittelbaren Vorreißen von Reihennieten bedient man sich des sogenannten Wurzelmaßes, eines rechtwinklig abgebogenen Bleches, das entsprechend dem Randabstand der Nietreihe und nach der Nietteilung beschnitten ist, so daß bei dessen Führung an der Kante des Arbeitsstückes die Mittellinie der Nietreihe sowie die Nietteilung vorgerissen werden kann. Die vorgekörnten Nietmittelpunkte werden dann noch unter Verwendung eines Kreiskörners mit einem Kreis von etwas größerem Durchmesser als das zu bohrende Nietloch umzeichnet, was später die zentrische Ausführung der Bohrung überprüfen läßt.

Die Herstellung der Nietlöcher kann durch Stanzen (Lochen) oder Bohren erfolgen. Das Stanzen geschieht durch Durchstoßen eines Stempels, ist daher eine ziemlich gewaltsame Bearbeitung, die dem Flußeisenmateriale in der Umgebung des Nietloches recht abträglich ist. Wenn überhaupt, so ist das Stanzen nur für nebensächliche Teile (Futterbleche u. dgl.) oder nur unter der Bedingung zulässig, daß die mit einem kleineren Durchmesser vorgestanzten Nietlöcher um mindestens 2 bis 4 *mm* auf die richtige Lochweite nachgerieben oder nachgebohrt werden.

Unsere Ausführungsvorschriften für eiserne Brücken [1]) verlangen aber, daß sämtliche Niet- und Schraubenlöcher durch Bohren hergestellt werden. Der an den Lochrändern entstehende Grat ist sorgfältig zu entfernen und die Stücke sind von den gebrauchten Schmiermitteln gut zu reinigen.

Andernorts wird aber auch das Stanzen und Nachreiben zugelassen. So waren für die Ausführung der großen Hellgatebrücke, bei der Nietlöcher mit Durchmesser bis 33 *mm* in bis 50 *mm* starken Blechen herzustellen waren, die nachstehenden Vorschriften einzuhalten:

„In Teilen mit Stärken bis 16 *mm* können die Nietlöcher gestanzt werden, sie müssen aber nach Zusammensetzung der Teile gemeinsam um mindestens 3 *mm*

[1]) Österreichische Brückenverordnung vom Jahre 1904, Vertragsbedingungen für die Anfertigung etc. von Eisenbauwerken in Preußen vom Jahre 1912

nachgebohrt werden auf eine Lochweite, die um 1·5 *mm* größer ist als der Durchmesser des Nietbolzens. Keinesfalls dürfen die gestanzten Löcher einen größeren Durchmesser als 17·5 *mm* erhalten. In den zusammengelegten Teilen dürfen die gestanzten Nietlöcher nicht um mehr als 1·6 *mm* gegeneinander verschoben sein. In allen Teilen von mehr als 16 *mm* Stärke sind die Nietlöcher aus dem Vollen zu bohren. Die Lochweite ist um 1·5 *mm* größer als der Nietbolzendurchmesser (im kalten Zustande) zu bohren oder auszureiben."

Das Nietloch erhält den im Plane vorgeschriebenen Durchmesser. Der Durchmesser des Nietbolzens ist etwas kleiner zu halten (um etwa 5%, nach den österreichischen Vorschriften um 0·5 *mm*, nach den deutschen um 1 *mm*), jedoch nur um so viel, daß der glühend gemachte Nietschaft in das Nietloch mit dem Hammer einzutreiben ist.

Die aufeinander liegenden Teile werden nach genauem Vorzeichnen entweder einzeln oder zusammen auf einmal gebohrt. Beim ersteren Verfahren, dann aber zunächst mit einem um einige Millimeter kleineren Durchmesser, damit die unvermeidlichen Abweichungen, die aber nicht mehr als 5% betragen sollen, nach dem Zusammenbau entweder in der Werkstätte oder auf der Baustelle durch Ausreiben mit der Reibahle ausgeglichen und die Löcher auf die vorgeschriebene Weite glatt ausgeweitet werden können. Ein Ausgleichen der Nietlöcher mittels Durchtreibens von Stahldornen ist nicht zu gestatten. Dem Einzelbohren ist das gemeinsame Bohren der zusammengelegten Teile vorzuziehen. Dieses Verfahren wird wohl jetzt für alle Teile, die in der Werkstatt fertig genietet werden, angewendet. Seine Anwendung auf das ganze Tragwerk, d. i. auch auf die auf der Baustelle zu schlagenden Nieten (Feldnieten) erfordert, daß die Löcher auf der Zulage gebohrt werden, wozu verstellbare oder an Laufkrahnen angebrachte Bohrmaschinen notwendig sind. Die Zulage ist ein etwa 80 *cm* über dem Boden liegender Rost aus Trägern oder Altschienen, auf dem die Träger in wagrechter Lage zusammengebaut werden. Während des gemeinsamen Bohrens sind die übereinander liegenden Teile durch Klammern zusammenzuhalten. Das Bohren auf der Zulage ist zwar teurer und erfordert entsprechende Werkstatteinrichtung, sichert aber eine gute Verbindung und erleichtert die Arbeiten auf der Baustelle.

Häufig wird ein gemischtes Verfahren angewendet. So wurde bei der Ausführung der Hellgatebrücke folgender Vorgang eingehalten. Nachdem die Nietteilungen auf den einzelnen Stücken mittels hölzerner Schablonen vorgezeichnet und etwa 10 bis 15% der Nietlöcher auf 17·5 *mm* Durchmesser vorgebohrt worden waren, wurden die Teile zusammengelegt und mittels 16 *mm* Bolzen verschraubt. Alle übrigen Nietlöcher wurden dann in den übereinander liegenden Teilen gemeinsam auf den vollen Durchmesser gebohrt mit Ausnahme der Feldnieten, die auch nur auf 17·5 *mm* vorgebohrt wurden. Schließlich erfolgte das Nachbohren der Löcher, in denen die Verbindungsbolzen steckten, die dabei sukzessive durch

stärkere Bolzen ausgewechselt wurden. Die Zulage erstreckte sich immer bloß auf vier Fachweiten der 300 *m* weit gespannten Bogenträger, die so zugelegt wurden, daß stets das letzte Fach des vorhergehenden Teiles mit den drei folgenden Fachweiten vereinigt wurde. In dem zugelegten Trägerteile wurden dann auch die Feldnieten auf den vollen Durchmesser nachgebohrt.

Vor dem Zusammenbau sind alle Teile gründlich von Schmutz, Rost und Walzsinter zu reinigen. Dies geschieht entweder nur auf trockenem Wege durch Scheuern mit Drahtbürsten, oder auf nassem Wege durch Einlegen der Stücke in verdünnte Salzsäure, nachheriges Eintauchen der gebeizten Teile in Kalkwasser und Abspülen in heißem Wasser, nach dessen Verdunstung auf den herausgenommenen Stücken diesen ein Anstrich mit säurefreiem Leinölfirnis gegeben wird. Bevor die Vernietung vorgenommen wird, sind alle Teile in den aufeinander zu legenden Flächen mit Mennige zu streichen.

Die Träger werden mit einer Sprengung zugelegt, die mindestens ihrer Durchbiegung unter dem Eigengewicht entspricht. Zu diesem Behufe ist die Netzlänge eines jeden Stabes um das Maß seiner elastischen Dehnung oder Verkürzung zu kürzen oder zu verlängern.

II. Kapitel. Die zulässige Beanspruchung des Materiales der eisernen Brücken.

§ 5. Allgemeine Grundsätze für die Wahl der zulässigen Inanspruchnahme.

Damit eine Konstruktion einer wiederholt auftretenden Belastung und allen anderen äußeren Einwirkungen auf die Dauer mit Sicherheit widersteht, genügt es nicht, daß die vorkommenden größten Spannungen bloß die Bruchspannung (Festigkeitsgrenze) des Materiales nicht erreichen, sie müssen vielmehr zumindest unter der Streckgrenze bleiben, da jede Überschreitung dieser Grenze große Formänderungen und bei wiederholtem Auftreten eine unausbleibliche Zerstörung herbeiführen würde. Aber auch dies ist noch nicht genügend, denn es ist eine erwiesene Tatsache (Versuche von Wöhler u. a.), daß auch Spannungen, die unter der Streckgrenze, aber über der sogenannten Arbeitsfestigkeit liegen, bei genügend oft wiederholtem Auftreten, das ist bei Wechsel mit einer niedrigeren Spannung, schließlich den Bruch herbeiführen können. Um sonach für alle Fälle ausreichende Sicherheit zu gewährleisten, dürfen die in einer Konstruktion auftretenden größten Spannungen die Arbeitsfestigkeit nicht überschreiten. Diese liegt bei Stäben, die bei Spannungswechsel stets in gleichem

Sinne, d. i. entweder auf Zug oder Druck beansprucht werden, immer über der durch die wiederholte Beanspruchung bis auf die Streckgrenze gehobenen Elastizitätsgrenze. Für diese Stäbe wäre es sonach ausreichend, wenn die Spannung nur wenig unter der Streckgrenze bleibt, während für Stäbe, die abwechselnd Zug und Druck aufnehmen, und in denen die Arbeitsfestigkeit beträchtlich unter die Streckgrenze herabgehen kann, dementsprechend die Beanspruchung auch niedriger gehalten werden müßte.

Dieser Überlegung zufolge könnte man wohl in allen Teilen einer eisernen Brücke, mit Ausnahme jener, die auf Zug und Druck beansprucht werden, mit der zulässigen Inanspruchnahme nahe bis an die Streckgrenze oder, wenn man die Formänderungen beschränken will, bis an die ursprüngliche Elastizitätsgrenze gehen, wenn, fehlerfreies, qualitätsmäßiges Material und gute Arbeit vorausgesetzt, auch dafür Bürgschaft bestünde, daß die in der Konstruktion auftretenden Kräfte in Wirklichkeit nicht größer werden können, als die berechneten. Diese Bedingung ist nun aber keineswegs erfüllt, vielmehr müssen wir eine durch verschiedene Umstände bewirkte Erhöhung der nach der üblichen Theorie berechneten Spannungen als unvermeidlich hinnehmen. Die aus den rechnerisch nachgewiesenen Kräften in den Gliedern einer eisernen Brücke sich ergebenden Beanpruchungen müssen daher in solchen Grenzen gehalten werden, daß auch die rechnerisch nicht nachgewiesenen oder nachzuweisenden Einwirkungen auf keinen Fall eine Erhöhung der Spannungen über die Streckgrenze oder bei strengerer Anforderung über die Elastizitätsgrenze verursachen.

§ 6. Ursachen der Nichtübereinstimmung der berechneten mit den wirklichen Spannungen.

Zunächst sind manche Voraussetzungen, die wir bei der Rechnung ihrer Vereinfachung wegen zu machen gezwungen sind, in Wirklichkeit nicht erfüllt; Voraussetzungen und Annahmen, die sowohl die Art der Konstruktion wie die Wirkungsweise der Belastung betreffen[1]).

So ergeben sich Abweichungen der wirklichen Spannungen von den berechneten, z. B. bei Fachwerken durch die starren Knotenpunkte, die wir in der Rechnung als gelenkig annehmen. Die starren Knoten rufen Biegungsbeanspruchungen in den Stäben des Fachwerks hervor, welche als Nebenspannungen zu den

---

[1]) Fr. Engesser, Die Zusatzkräfte und Nebenspannungen eiserner Fachwerkbrücken. Berlin 1892, J. Springer.

primären oder Grundspannungen hinzutreten. Solche Nebenspannungen ergeben sich aber weiters auch durch exzentrische, nicht in Achsenebene der Träger fallende Belastungen, durch einseitige Stabanschlüsse, durch die Wirkung der Querkonstruktionen auf die Hauptträger, durch belastende Kräfte zwischen den Knotenpunkten (Eigengewicht, Winddruck), durch Reibungswiderstände in den beweglich angenommenen Auflagern usw. Alle diese Nebenspannungen sind entweder nur durch mühsame Rechnungen in ungefährer Größe zu ermitteln oder sie entziehen sich, wie z. B. die Spannung durch fehlerhafte Montierung bei statisch unbestimmten Systemen, überhaupt jeder genaueren Bewertung.

Aber auch dadurch, daß von den auf eine Brückenkonstruktion einwirkenden Kräften vor allem nur die Hauptkräfte (Eigengewicht, Verkehrslast, Winddruck und allenfalls Temperatureinwirkung) berücksichtigt, dagegen gewisse Zusatzkräfte (wie Bremskräfte, Fliehkräfte und Seitenstöße der Fahrzeuge) nur unvollkommen oder gar nicht in Rechnung gezogen werden, müssen sich Unterschiede in den berechneten Grundspannungen und den tatsächlich auftretenden Spannungen herausstellen.

Aufgabe eines vorsichtigen Konstrukteurs ist es, diese Unterschiede möglichst einzuschränken. Es ist dies zu erzielen:

1. Durch möglichst vollständige Berücksichtigung aller einwirkenden Kräfte. Die erwähnten Zusatzkräfte sind, dort wo sie auftreten können, wenigstens in ihrer Hauptwirkung mit in Rechnung zu ziehen.

2. Durch geeignete bauliche Anordnungen, welche die Nebenspannungen möglichst vermindern. Dies ist bezüglich der Nebenspannungen infolge der starren Knoten durch geeignete Systemwahl und Stabausbildung (§ 30), bezüglich aller übrigen durch Vermeidung exzentrischer Stabanschlüsse, Anordnung der Stabachsen in den Belastungsebenen, möglichst klare und bestimmte Lastübertragung in der Fahrbahn und von dieser auf die Hauptträger usw., zu erzielen.

Die Nebenspannungen werden bei normalen Konstruktionen nicht besonders berechnet; sie müssen sonach in der Wahl der zulässigen Beanspruchung berücksichtigt werden.

Es ist aber noch eine andere Ursache vorhanden, welche eine Vergrößerung der wirklichen Spannungen gegenüber den berechneten zur Folge hat. Den Berechnungen wird nämlich die Verkehrslast zwar als eine verschiebliche, aber ruhend (statisch) wirkende Last zugrunde gelegt. Sie ist aber als bewegte Last mit dynamischen Einwirkungen verbunden, welche durch Erzeugung von Schwingungen

in der Tragkonstruktion das Auftreten vergrößerter Spannungen hervorrufen [1]).

Bekanntlich nimmt jede aus ihrer Gleichgewichtslage gebrachte Masse eine schwingende Bewegung an, wenn die stetig wirkenden Kräfte, welche dieselbe in ihre Gleichgewichtslage zurücktreiben, in ihrer Größe der Verschiebung dieser Masse proportional sind. Die Schwingung findet um die Ruhelage statt, und man nennt die größte Abweichung von der Ruhelage die Schwingungsweite, die Zeit, welche verfließt, bis sich die schwingende Masse wieder an demselben Orte in dem gleichen Bewegungszustande befindet, die Schwingungsdauer.

Die Molekularkräfte, welche die Elastizität der Körper hervorrufen, entsprechen wenigstens innerhalb gewisser Grenzen der oberwähnten Bedingung der Proportionalität; es werden daher immer Schwingungserscheinungen an einem elastischen Körper auftreten, wenn die wirkenden äußeren Kräfte sich plötzlich oder mit einer gewissen Geschwindigkeit ändern. Es ist dies an einem einfachen Fall zu veranschaulichen: Ein aufgehängter oder auf zwei Stützen ruhender Stab, der nicht allmählich, sondern auf einmal mit einem Gewichte G belastet wird, nimmt eine schwingende Bewegung an. Die Ruhelage dieser Schwingung entspricht der Dehnung, beziehungsweise der Durchbiegung, welche eine gleich große aber allmählich einwirkende Last hervorrufen würde. Die Schwingungsweite wird hier hauptsächlich von der Größe und Schnelligkeit der hinzutretenden oder verschwindenden Kraft abhängen, die Schwingungsdauer dagegen von der Größe der schwingenden Masse.

Eine theoretische Betrachtung ergibt, daß für einen auf zwei Stützen liegenden Stab, also auch für einen massiven Träger und im weiteren Sinne für das Gesamtsystem, welches ein Brückenüberbau darstellt, die Schwingungsdauer der Quadratwurzel aus der Durchbiegung in der Ruhelage proportional ist. Tragkonstruktionen mit großer Durchbiegung, z. B. schwach versteifte Hängebrücken, schwingen sonach langsamer als steife Konstruktionen.

Zu den Schwingungen des Gesamtsystems treten aber auch Schwingungen der einzelnen Teile. In einem Fachwerke, welches unter dem Einflusse bewegter Last steht, wird jeder Stab durch den mit einer gewissen Geschwindigkeit vor sich gehenden Spannungswechsel in longitudinale Schwingungen versetzt. Die theoretische Behandlung dieser Schwingungserscheinungen an Fachwerken ist bisher nur unter bestimmten Näherungsannahmen und Beschränkungen versucht worden [2]). Die allgemeine strenge Lösung des Problems führt selbst für ganz einfache Anordnungen zu umfangreichen mathematischen Entwicklungen, welche keine übersichtliche Deutung zulassen [3]).

Theoretisch kann auch eine sehr kleine, aber stoßweise wirkende Kraft einen elastischen Körper in Schwingungen von sehr kleiner Schwingungsweite, aber endlicher und feststehender Schwingungsdauer versetzen. Wiederholen sich diese Impulse, so kann unter Umständen eine Summierung ihrer Wirkungen eintreten. Dies findet bestimmt statt, wenn der Zeitraum zwischen zwei Impulsen der Schwingungsdauer gleichkommt, oder ein Vielfaches derselben beträgt. In diesem Falle können auch kleine Stoßkräfte durch entsprechend ofte Wiederholung den Körper allmählich in Schwingungen von großer Weite versetzen.

---

[1]) Man vergleiche Band I, Seite 50.

[2]) Melan, „Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines", 1893, Seite 203.

[3]) Dr. Ing. Reissner, „Zeitschrift für Bauwesen", 1903, Seite 135.

Auf einen Brückenträger angewandt, erscheint es sonach für die Inanspruchnahme der Konstruktion von Wichtigkeit, daß die Intervalle der Stoßwirkungen der Lasten nicht mit den Schwingungszeiten der in stehende Schwingungen versetzten Konstruktion übereinstimmen. Bei einer Eisenbahnbrücke kann ein Schienenstoß, über den die Räder rollen, oder können nicht vollkommen ausbalancierte Gegengewichte der Lokomotivräder Ursache von Schwingungserregungen werden, die sich summieren, wenn sich die Stöße in regelmäßigen Zeiträumen wiederholen und stets mit dem Ausschwingen des Brückenträgers zusammentreffen. Theoretisch wird hienach für jede Eisenbahnbrücke eine gefährliche Zugsgeschwindigkeit existieren, bei welcher eine Summierung der Impulse stattfindet, die schließlich bei genügender Zahl und Stärke auch den Ruin der Brücken herbeiführen könnten[1]. Man darf aber dieser Betrachtung zum Glück keine zu große praktische Wichtigkeit beimessen, da die erforderlichen Vorbedingungen bei richtig, das ist entsprechend steif konstruierten Brücken nicht vorhanden sind, indem die Lastimpulse entweder unregelmäßig oder zeitlich nicht zusammenstimmend und auch nicht in genügender Zahl und Stärke auf die Brücke einwirken.

Bei den Straßenbrücken sind es namentlich die taktmäßigen Schritte der Fußgänger, welche das Entstehen von sich allmählich vergrößernden Schwingungsbewegungen dann veranlassen können, wenn die durch die Konstruktionsverhältnisse der Brücke bedingte Schwingungsdauer gleich oder größer ist als die Schrittdauer, welche für den gewöhnlichen Marschschritt mit 0·5 bis 0·6 Sekunden angenommen werden kann. Ist nämlich die Schwingungsdauer der ganzen Konstruktion größer, so können durch Ausbildung von Schwingungsknoten stehende Schwingungen entstehen, die sich der Schrittdauer anpassen. Die Folge ist, daß durch allmähliche Summierung der lebendigen Kräfte Formänderungen bewirkt werden, die beträchtlich größer sind als jene, welche durch eine gleich große ruhende Last hervorgerufen wurden[2]. Bei schwach versteiften Hängebrücken, deren Tragkonstruktion eine große Schwingungszeit besitzt, kann diese Erscheinung am auffallendsten beobachtet werden. Ein Regiment Soldaten, das über eine solche Brücke marschiert, kann dieselbe in starke, unter Umständen nicht mehr ungefährlichen Schwingungen versetzen.

Aber auch von den direkten Stoßwirkungen und der Hervorrufung von Schwingungen abgesehen bewirkt eine schnell bewegte Last noch in anderer Weise Vergrößerungen in den Spannungen der Brückenkonstruktion. Wenn über die ursprünglich gerade Fahrbahn der Brücke ein Zug fährt, so biegt sich das Tragwerk durch und der Lastenschwerpunkt bewegt sich infolgedessen in einer Kurve, die im allgemeinen wenigstens im mittleren Teile nach unten konvex ist. Es entstehen dadurch Fliehkräfte, welche die Lastwirkung vergrößern und daher wieder eine Vergrößerung der Spannungen verursachen. Der Weg des Lastenschwerpunktes stimmt natürlich nicht mit der Durchbiegungslinie des Trägers für die Ruhelast überein, sondern muß für die bewegte und durch die Fliehkraft in ihrer Größe geänderte Last berechnet werden. Die darüber anzustellenden Unter-

---

[1]) Deslandres, Über den Einfluß rhythmisch wiederholter Stöße auf Schwingungserregungen. Annales des ponts et chaussées, 1892. — F. Steiner, „Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines", 1892, Seite 114.

[2]) Interessante Beobachtungen hierüber an der Brücke J. F. Lepine in Paris. Annales des ponts et chaussées, 1899.

suchungen[1]) sind nicht einfacher Natur, sie zeigen aber, daß dieser Einfluß bei schnell bewegten Lasten (Eisenbahnbrücken) durchaus nicht allzu geringfügig ist.

Kurz zusammengefaßt ergibt sich:

Die durch die bewegte Last hervorgerufenen Spannungen sind größer als die für statische Lasteinwirkung berechneten:

1. wegen der Geschwindigkeit der Lastbewegung, wodurch

a) auch der Spannungswechsel sich mit einer gewissen Geschwindigkeit vollzieht und Schwingungen sowohl der einzelnen Teile wie des Gesamtsystems veranlaßt und

b) Änderungen der Schwerkräfte, beziehungsweise verstärkte Lasteinwirkungen durch Fliehkräfte infolge der Durchbiegung der Bahn hervorgerufen werden;

2. durch Stoßwirkung infolge der Unebenheiten der Fahrbahn, wodurch Schwingungsimpulse entstehen, die sich unter Umständen summieren können.

Nach dem Gesagten erscheint es aber außerordentlich schwierig, ja zum Teil ganz unmöglich, den Einfluß einer bewegten Verkehrslast auf eine Brückenkonstruktion rechnungsmäßig festzustellen. Es sind auch bloß abschätzende Beurteilungen, die sich zum Teil auf Beobachtungen stützen, versucht worden.

Jedenfalls steht fest, daß die Verkehrslast ungünstiger wirkt, als die ruhende Eigengewichtslast und daß, wenn wir die Spannungen durch die Verkehrslast nur nach statischen Gesichtspunkten bestimmen, dieselbe eigentlich vergrößert in Rechnung gestellt werden sollte.

§ 7. Die zulässige Inanspruchnahme und die Methoden der Dimensionenbestimmung bei eisernen Brücken.

Bei Festsetzung der zulässigen Beanspruchung und der daraus folgenden Querschnittsermittlung der Glieder einer eisernen Brücke können in der Hauptsache drei verschiedene Verfahren zur Anwendung kommen.

1. Man führt für alle Teile eines Tragwerkes die gleiche zulässige Beanspruchung ein, nimmt letztere aber bis zu einer gewissen Grenze mit der Stützweite wachsend an. Es ist damit wenigstens grundsätzlich dem Umstande Rechnung getragen, daß die Wirkungen der Verkehrslast auf Tragkonstruktionen von kleiner Stützweite wesentlich ungünstiger sind, als auf solche von größeren Spannweiten,

[1]) Dr. H. Zimmermann, Die Schwingungen eines Trägers mit bewegter Last. Berlin 1896.

bei welchen die größere Masse die dynamischen Einwirkungen der bewegten Last besser aufzunehmen imstande ist. Die Verkehrslast wird dabei nur in einfacher Größe eingeführt. Bei dieser Berechnungsart wird die Annahme einer Beanspruchung für Flußeisen je nach der Stützweite von 800 bis 1100 kg/cm^2 noch hinreichende Sicherheit dafür bieten, daß auch beim Hinzutreten aller Nebenspannungen und der dynamischen Einwirkungen die bei etwa 2000 kg/cm^2 gelegene Elastizitätsgrenze nicht überschritten wird. Als eine Unvollkommenheit dieses Verfahrens ist zu bezeichnen, daß für sämtliche Glieder eines Tragwerks die gleiche Inanspruchnahme gesetzt wird, während es keinem Zweifel unterliegt, daß sich dieselben gegenüber der Wirkung der Verkehrslast nicht in dem gleichen Verhältnisse befinden. Es findet dieses Dimensionierungsverfahren in der Praxis aber am häufigsten Anwendung und liegt dasselbe auch den Vorschriften der österreichischen Brückenverordnung (s. S. 57) sowie jenen der preußischen und reichsländischen Staatseisenbahnverwaltungen zugrunde. In ziemlich guter Übereinstimmung mit diesen Vorschriften empfiehlt Vianello[1]) für Flußeisenbrücken die folgenden Ziffern der zulässigen Inanspruchnahme:

Für Eisenbahnbrücken, bei Berücksichtigung der Eigengewichtslast und der einfachen Verkehrslast (ohne Winddruck) . . . . $s = 850 - \frac{5}{4} L\ kg/cm^2$

mit Hinzurechnung des Winddruckes . . $s = 1000 - \frac{5}{4} L\ kg/cm^2$

für die Quer- und Fahrbahnlängsträger $s = 750\ kg/cm^2$

für Straßenbrücken mit schwerer Fahrbahn $s = 1400 - \frac{8000}{L-4} kg/cm^2$

„ „ „ leichter Fahrbahn . $s = 1300 - \frac{6000}{L-3} kg/cm^2$

2. Die Verkehrslast wird mit einem Stoßkoeffizienten $\mu > 1$ multipliziert in Rechnung gestellt, der richtig so zu bestimmen wäre, daß durch ihn für den betreffenden Konstruktionsteil das Verhältnis zwischen der dynamischen und statischen Einwirkung der Verkehrslast zum Ausdruck gebracht wird. Da man aber, wie schon bemerkt wurde, hinsichtlich der Beurteilung dieses Verhältnisses mehr oder weniger nur auf Schätzungen angewiesen ist, so sind auch die Annahmen über die Größe des Stoßkoeffizienten μ abweichend und nur zum Teil auf Beobachtungen oder theoretischen Betrachtungen beruhend.

---

[1]) Vianello, „Der Eisenbau". München 1905, R. Oldenbourg.

Bezeichnet für einen Konstruktionsteil

S_g die durch die ständige Belastung (Eigengewicht)

S_p die größte durch die Verkehrslast bei statischer Einwirkung hervorgerufene Kraft, so ist bei diesem Verfahren der Dimensionierung die Kraft $S = S_g + \mu \, S_p$ und eine von der Stützweite des Tragwerks unabhängige konstante Inanspruchnahme s_0 zugrunde zu legen, die so zu wählen ist, daß mit Hinzurechnung der Nebenspannungen und aller nicht berücksichtigten Zusatzkräfte die Arbeitsfestigkeit (bei im gleichen Sinn beanspruchten Teilen die Streckgrenze) nicht überschritten wird. Für s_0 ist eine höhere Ziffer zulässig, als bei der ersten Berechnungsmethode, wo die Verkehrslast nur mit dem einfachen Werte in Rechnung gestellt wird. Je nach der Höhe des gewählten Stoßkoeffizienten wird man für Flußeisen

$$s_0 = 1100 - 1300 \, kg/cm^2$$

annehmen können.

Die erste Anwendung dieses Berechnungsverfahrens rührt von Gerber[1]) her. Er stellte die Bedingung auf, daß bei Erhöhung der Verkehrslast auf das Dreifache ($\mu = 3$) die Elastizitätsgrenze (für Schweißeisen $s_0 = 1600$) nicht überschritten werde. Später rechnete er mit $\mu = 1{\cdot}5$ und $s_0 = 1200$. Der Stoßkoeffizient wurde sonach von ihm für alle Teile eines Tragwerks und für alle Stützweiten in der gleichen Größe angenommen. Dies tun auch Winkler und Krohn, die für Eisenbahnbrücken $\mu = 1{\cdot}3$, für Straßenbrücken $\mu = 1{\cdot}2$ setzen ferner Engesser, der nur für kleine Spannweiten den unveränderlichen Wert $\mu = 1{\cdot}67 + 0{\cdot}001 \, (20 - l)^2$, für Stützweiten über $20 \, m$ aber μ konstant $= 1{\cdot}67$ annimmt.

Da aber die dynamische Wirkung der Verkehrslast jedenfalls von ihrem Verhältnis zur ständigen Belastung, sonach von der Größe der Spannweite oder der Länge der Belastungsstrecke abhängt, so ist es richtiger den Stoßkoeffizienten μ damit veränderlich anzunehmen. Es setzen dementsprechend:

Vianello . . . $\mu = 1 + \frac{p}{p - g} \alpha$, worin p die Verkehrslast, g die ständige Belastung und α einen Koeffizienten bezeichnet, der bei glatter Bahn $= 1/2$, bei unebener Bahn $= 1$ zu setzen ist;

Haeseler . . . $\mu = 1{\cdot}2 + \frac{1}{n}$, worin n die Anzahl der für die fragliche Beanspruchung auf der Brücke befindlichen Achsen;

---

[1]) Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mainz 1863

Gnutzmann[1]) . . . $\mu = 1{\cdot}45 + \frac{1}{n}$ und für Flußeisen bei Vollwandträgern $s_0 = 1250$, bei gegliederten Trägern $s_0 = 1200\ kg/cm^2$;

Melan[2]) . . . $\mu = 1{\cdot}2 + \frac{8}{x + 10}$ für Eisenbahnbrücken, worin x die Belastungslänge in Meter, für welche sich die Größtspannung des betreffenden Konstruktionsgliedes ergibt. Für die Gurte eines Fachwerksträgers ist sonach $x =$ der Stützweite, für die Ausfachungsstäbe $x =$ der Länge der einseitigen Belastung, für die Fahrbahnträger $x =$ der Knotenweite. Dabei ist für Flußeisenbrücken $s_0 = 1100$ zu setzen.

In Nordamerika steht bei den Eisenbahngesellschaften und Zivilingenieuren die Formel in Anwendung $\mu = 1 + \frac{90}{90 + L}$, worin L die Stützweite in Meter.

Lindenthal[3]) hat bei der Hellgatebrücke eine neue Formel in Anwendung gebracht. Er setzt für Eisenbahnbrücken den Stoßkoeffizienten $\mu = 1 + \frac{S_p}{S_g + S_p} \cdot \frac{360 + \frac{a}{n}}{180 + 4\,a}$. Hierin bezeichnet S_g die Spannung eines Traggliedes infolge der ständigen Belastung (Eigengewicht), S_p die größte Spannung durch die Verkehrslast, a die dafür in Betracht kommende Wagenzugslänge (ohne Lokomotiven und Tender) in Meter, n die Zahl der Gleise. Bei der Herleitung dieser Formel wird von folgenden Annahmen ausgegangen. Für die Stoßkraft einer Lokomotive samt Tender werden 200%, für jene der Wagen 25% ihrer Achslasten gesetzt. Demnach wäre, wenn Q das Gewicht der Lokomotiven samt Tendern, q die Wagenlast pro Meter, a die Wagenzugslänge bezeichnet, der infolge der Stoßwirkung auftretende Spannungszuwachs $\frac{2\,Q + 0{\cdot}25\,q\,a}{Q + q\,a} \cdot S_p$. Dies gilt, wenn das Glied bloß die bewegte Last aufzunehmen hätte. Ist es aber auch einer bleibenden Spannung S_g unterworfen, so reduziert sich nach Lindenthals Annahme der Spannungszuwachs durch Stoßwirkung im Verhältnis $S_p : S_g + S_p$; er hat sonach die Größe $\frac{S_p}{S_g + S_p} \cdot \frac{2\,Q + 0{\cdot}25\,q\,a}{Q + q\,a} \cdot S_q$. Bei mehrgleisigen Brücken wird angenommen, daß zwar sämtliche Lokomo-

[1]) „Der Brückenbau" 1912, Seite 193.

[2]) „Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereins" 1893, Seite 293.

[3]) Engineering News, August 1912.

tiven aber nur die Wagen eines Zuges Stoßimpulse äußern. Demnach lautet der Ausdruck für eine n gleisige Brücke $\frac{S_p}{S_g - S_p} \cdot \frac{8\,Q - \frac{1}{n}\,q\,a}{4\,(Q - q\,a)} \cdot S_p$ und mit den für die schwersten amerikanischen Lastenzüge (Coopers Stand. E 60) geltenden Gewichten zweier Lokomotiven samt Tendern $Q = 386\,t$ und dem Wagenzugsgewicht $q = 8{\cdot}83\,t/m$ in etwas abgerundeten Zahlen $\frac{S_p}{S_g - S_p} \cdot \frac{360 + \frac{a}{n}}{180 - 4\,a} \cdot S_p$, was schließlich den oben angeführten Stoßkoeffizienten ergibt. Die Lindenthalsche Formel gibt für kleine Spannweiten einen ziemlich hohen Stoßkoeffizienten (Grenzwert $= 3$), der aber in dem Maße abnimmt, als sich mit wachsender Spannweite die ständige Eigengewichtsbelastung und die Zuglänge vergrößert.

3. Die dritte Methode der Dimensionenberechnung geht gleichfalls von der Tatsache aus, daß die einzelnen Teile einer Tragkonstruktion sich den angreifenden Kräften gegenüber in verschieden ungünstigem Verhalten befinden, so daß zur Erzielung gleicher Sicherheit ihre zulässige Beanspruchung verschieden hoch anzusetzen ist. Diese Methode, deren Anwendung eine Zeitlang (etwa 1875 bis 1890) namentlich in Deutschland sehr verbreitet war, nimmt auf die wiederholten Beanspruchungen einer Brückenkonstruktion und den dadurch hervorgerufenen Spannungswechsel Rücksicht und wertet hiefür die Ergebnisse der Wöhlerschen Versuche aus.

Die Wöhlerschen Versuche (1860 bis 1870) geben Aufschluß über die Wirkung sehr oft wiederholter Beanspruchung; sie haben erwiesen, daß ein Eisenstab durch wiederholte Inanspruchnahmen, die unter seiner Zerreißfestigkeit liegen, zum Bruche gebracht werden kann, wenn diese Inanspruchnahmen von wechselnder Stärke sind und sich der Spannungswechsel genügend oft wiederholt. Für die eintretende Zerstörung sind dabei die Unterschiede der Spannungsgrenzen, welchen der Stab unterworfen ist, maßgebend.

Zu jeder Mindestbeanspruchung c gehört also eine Höchstbeanspruchung a, welche dadurch bestimmt ist, daß erst bei unendlich oft wiederholtem Wechsel der Inanspruchnahmen a und c der Bruch eintritt. a liegt über der bis zur Streckgrenze gehobenen Elastizitätsgrenze solange mit dem Spannungswechsel keine Umkehrung der Spannung verbunden ist.

Wöhler nennt a die dem Spannungswechsel a bis c entsprechende Arbeitsfestigkeit.

Läßt man c wachsen, so wird es schließlich gleich a, d. h. der Bruch tritt ohne Spannungswechsel ein. Dieser Maximalwert von a ist offenbar mit der Zerreißfestigkeit identisch und wird mit z bezeichnet.

Für $c = 0$ ergibt sich wieder ein gewisser Wert der Arbeitsfestigkeit, welcher erst bei unendlich oft wiederholtem Wechsel mit der Spannungslosigkeit den Bruch

herbeiführt. Wöhler bezeichnet diese Spannung mit u und nennt sie Ursprungsfestigkeit.

Jene Zugspannung endlich, welche nach unendlich oft mit der gleichen Druckspannung abwechselnder Einwirkung den Stab zerstört, heißt nach Wöhler Schwingungsfestigkeit und wird mit s bezeichnet.

In dem beistehenden Diagramm (Abb. 25) ist die Minimalspannung c als Abszisse, die zugehörige Arbeitsfestigkeit a als Ordinate aufgetragen. Die Versuche lieferten für ein bestimmtes Materiale in diesem Diagramm eine Reihe von zerstreuten Punkten, zwischen welchen eine gemittelte Kurve eingezeichnet werden konnte.

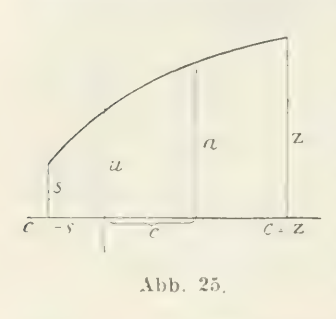


Abb. 25.

Die Wöhlerschen Versuche erregten bei ihrer Veröffentlichung großes Aufsehen, und es wurde daraus die Folgerung gezogen, daß alle Konstruktionen, deren Teile wechselnder Beanspruchung ausgesetzt sind, ungünstiger in Anspruch genommen sind als solche, die unter konstanter sich gleich bleibender Belastung stehen, und zwar um so ungünstiger, je größer das Intervall zwischen der Maximal- und Minimalbeanspruchung des betreffenden Konstruktionsteiles ist. Demnach wäre auch die zulässige Inanspruchnahme solcher Konstruktionsteile kleiner und als ein Bruchteil der Arbeitsfestigkeit anzunehmen.

Die erste Anwendung dieser Berechnungsmethode im Brückenbaue machte Gerber (1872) und entwickelte er auf Grund des von ihm für das Wöhlersche Gesetz aufgestellten Ausdruckes

$$(a - c)^2 + \frac{2z^2}{s}(a - c) = 4z^2$$

ein besonderes Verfahren zur Bemessung der zulässigen Beanspruchungen, welches in Bayern für die staatlichen Brücken 1878 zur Vorschrift erhoben wurde, seither aber wieder verlassen worden ist. Andere Berechnungsformeln sind von Schäffer, Winkler, Landsberg, Krohn und Haeseler aufgestellt worden. Am verbreitetsten ist gegenwärtig noch die Formel von Launhardt-Weyrauch. Diese setzt die Abhängigkeit von c und a für Schweißeisen und weiches Flußeisen durch die Beziehung fest

$$a = u\left(1 \pm \frac{1}{2}\,\frac{c}{a}\right)$$

worin c und a Absolutwerte sind und das obere Vorzeichen für Beanspruchungen in gleichem Sinne, das untere Vorzeichen für Beanspruchungen im entgegengesetzten Sinne (Zug und Druck) gilt. Sind S_{min} und S_{max} die in einem Konstruktionsteile auftretenden Grenzkräfte (größte und kleinste Stabkraft oder größtes und kleinstes Biegungsmoment), und zwar auch wieder mit ihren Absolutwerten

verstanden, und bezeichnet $\bar{s}$ einen durch den Sicherheitsgrad bestimmten Bruchteil der Ursprungsfestigkeit des Materials, so wird hienach die zulässige Beanspruchung des fraglichen Konstruktionsteiles

$$s = \bar{s}\left(1 - \frac{1}{2}\frac{S_{\min}}{S_{\max}}\right).$$

Für Flußeisen kann $\bar{s} = 800\, kg/cm^2$ angenommen werden, um für mittlere Verhältnisse Spannungszahlen zu erhalten, die mit den anderen Berechnungsarten annähernd übereinstimmen.

Gegen die in Formeln gekleidete Anwendung der Wöhlerschen Ergebnisse auf die Dimensionenberechnung der Eisenkonstruktionen sind jedoch (von Mohr u. a.) begründete Einwendungen erhoben worden. Zunächst ist geltend zu machen, daß nach den Versuchen Bauschingers ein Spannungswechsel dann ohne Bedeutung bleibt und, fehlerfreies Material vorausgesetzt, auch bei beliebig ofter Wiederholung niemals einen Bruch herbeiführt, wenn die wechselnden Spannungen ohne Richtungsänderung unter der, durch die wiederholte Belastung bis auf die Streckgrenze gehobenen, Elastizitätsgrenze bleiben. Da nun bei den üblichen Annahmen für die zulässige Beanspruchung noch immer eine gewisse Sicherheit gegen die Überschreitung der Elastizitätsgrenze angestrebt und bei richtiger Berechnung auch erreicht wird, so besteht keine Notwendigkeit auf den Spannungswechsel als auf einen, den Widerstand des Materials schwächenden Faktor Rücksicht zu nehmen.

Man ist daher von dieser Dimensionierungsmethode jetzt wieder ziemlich abgekommen und es beschränken vorsichtige Konstrukteure ihre Anwendung auf Fälle, wo sie gegenüber der gewöhnlichen Berechnungsweise erhöhte Sicherheit bietet, das ist auf Konstruktionsteile, die abwechselnd auf Zug und Druck beansprucht werden. Für diese liefert die Launhardt-Weyrauchsche Formel $s = \bar{s}\left(1 - \frac{1}{2}\frac{S_{\min}}{S_{\max}}\right)$ eine verminderte zulässige Beanspruchung, was mit Rücksicht auf das Verhalten des Materials im Sinne einer rationellen Dimensionierung gelegen ist.

Ist beispielsweise ein Stab eines Fachwerkträgers von $50\, m$ Stützweite mit $100\, t$ auf Zug und mit $40\, t$ auf Druck in den ungünstigsten Belastungsfällen beansprucht, so könnte derselbe nach der österreichischen Brückenverordnung für die Zugspannung mit $s = 890\, kg/cm^2$ beansprucht werden. Die Launhardt-Weyrauchsche Formel gibt aber in diesem Falle nur $s = 890\left(1 - \frac{1}{2}\frac{40}{100}\right) = 712\, kg/cm^2$. Letztere erfordert sonach einen um 25% vergrößerten Querschnitt, welcher aus $F = \frac{100}{0 \cdot 712} = 140\, cm^2$ folgt. Es wäre dann noch zu untersuchen, ob

die bei dieser Querschnittsgröße sich ergebende Druckspannung von $\frac{40000}{140} =$ $= 286\, kg/cm^2$ mit Rücksicht auf die Knickgefahr zulässig ist, was in einem späteren Abschnitte behandelt wird.

Nach einer anderen, besonders in Amerika üblichen Regel zur Berechnung der abwechselnd auf Zug und Druck beanspruchten Teile werden die beiden Grenzspannungen numerisch summiert, also die Querschnittsflächen für die Spannung $S = S_{max} - S_{min}$ berechnet. Diese Regel trägt der Wirkung des Spannungswechsels noch in etwas höherem Maße Rechnung als die oben angegebene Launhardt-Weyrauchsche Formel. Es ergibt sich nämlich

für $\frac{S_{min}}{S_{max}} = 0$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$	1	
nach der Weyrauchschen Formel $s = 1$	$\frac{7}{8}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{1}{2}$	s
„ „ amerikanischen Regel $s = 1$	$\frac{4}{5}$	$\frac{2}{3}$	$\frac{1}{2}$	s

Der Stab ist für die Druckspannung immer auch auf Knickung noch besonders zu untersuchen.

Das jetzt infolge der allgemeinen Wirtschaftslage lebhaft hervortretende Streben nach möglichst sparsamer Verwendung und weitestgehender Ausnutzung unserer Baustoffe macht sich auch im Eisenbrückenbaue geltend und bringt die Frage einer Erhöhung der bisher in Gebrauch stehenden zulässigen Inanspruchnahmen zur Diskussion [1]). Dabei muß aber wohl an den im § 5 aufgestellten Grundsätzen festgehalten werden und es wäre zunächst die Frage zu beantworten, wie hoch in Wirklichkeit die Größtspannungen in den nach den derzeit geltenden Regeln ausgeführten Eisenbrücken sind, wenn alle Zusatzkräfte, die dynamische Lasteinwirkung und die Nebenspannungen in Rechnung gebracht werden. Die Beurteilung der dynamischen Lasteinwirkung ist aber, wie schon oben bemerkt wurde, keineswegs feststehend und von den Nebenspannungen wissen wir aus durchgerechneten Beispielen, daß sie sehr beträchtlich von der Systemanordnung und von der baulichen Durchbildung abhängen, worüber Näheres in § 30 gesagt werden wird. Prof. Dr. Hartmann gibt eine eingehende Erörterung [1]) dieser Frage und veranschlagt die größte Gesamtspannung in gut gebauten, nach der österreichi-

[1]) Prof. Dr. Fried. Hartmann, „Über die Erhöhung der zulässigen Materialinanspruchnahme eiserner Brücken". Zeitschr. d. österr. Ing. u. Arch.-Ver. 1919, H. 33 u. f. Im Sonderabdruck bei Urban & Schwarzenberg, Wien 1919.

schen Brückenvorschrift (siehe unten) dimensionierten Eisenbahnbrücken mit Fachwerksträgern ohne Zwischenknoten mit 1580 bis 1630 *kg/cm*²; er ist demnach der Ansicht, daß ohne Überschreitung der bei 2400 *kg/cm*² gelegenen Streckgrenze eine wesentliche Steigerung der Beanspruchung zulässig wäre. Er schlägt deshalb vor, für solche Brücken, die nach ihrer Bauart geringe Nebenspannungen erwarten lassen, die Beanspruchung durch Eigengewicht und ruhende Verkehrslast in den Hauptträgern auf 1200, in der Fahrbahn auf 1050 *kg/cm*² zu erhöhen. Einer solchen Erhöhung der Beanspruchungsziffern wäre aber wohl nur dann zuzustimmen, wenn es möglich ist, von vornherein alle Tragwerke mit höheren Nebenspannungen von der Anwendung auszuschließen. Auch wird es sich empfehlen, mit der Festsetzung einer von der Stützweite unabhängigen Ziffer der Inanspruchnahme in den Berechnungsvorschriften die Einführung eines entsprechend bemessenen Stoßkoeffizienten für die Verkehrslast zu verbinden.

§ 8. Die zulässigen Beanspruchungen der eisernen Brücken nach den amtlichen Vorschriften und den Annahmen der Praxis.

1. Eisenbahnbrücken.

1. In Österreich setzt die Verordnung des Eisenbahnministeriums vom 28. August 1904 für Flußeisenbrücken folgende Grenzwerte der zulässigen Beanspruchung fest

	unter Zugrundelegung der normengemäßen Belastung[1])	
	aber ausschließlich Winddruck. Seitenpressungen der Fahrzeuge und Bremskräfte	bei Berücksichtigung aller Kräfte
Zug oder Druck		
bei Stützweiten von 0 bis 10 *m*. .	$750 - 5\,l$	
„ „ „ 10 „ 20 *m*. .	$760 - 4\,l$	
„ „ „ 20 „ 40 *m*. .	$800 + 2\,l$	1200
„ „ über 40 *m*	$840 + l$	
bis höchstens	1000	
Abscheren	600	700
Nieten auf Abscheren in nur einer Richtung	700	800
Nieten auf Abscheren in mehreren Bichtungen	600	
Druck in der Nietlochleibung . . .	1600	1800

[1]) Siehe Band I, Seite 46.

Es bedeutet l die Stützweite der Tragwerke in Meter; für Pfeiler ist l das Mittel aus den Stützweiten der angrenzenden Brückenfelder, für Quer- und Fahrbahnlängsträger die Stützweite dieser Träger.

Diese Verordnung hat derzeit auch noch in den Nachfolgestaaten Deutschösterreich und Tschecho-Slowakei Gültigkeit. Sie wird aber in nächster Zeit durch neue Vorschriften ersetzt werden, die für Hauptbahnbrücken höhere Belastungsannahmen und voraussichtlich auch höhere Beanspruchungen normieren werden. Die in den Hauptlinien in diesen Ländern neu zu erbauenden Brücken werden bereits für die erhöhte Belastung (Lokomotiven mit 6 Achsen zu je 20 t) berechnet. In der Tschecho-Slowakei sind dafür die nachstehenden Bestimmungen provisorisch, d. i. bis zum Erlaß einer neuen Brückenverordnung, in Gültigkeit.

Belastungszug für neu zu erbauende Hauptbahnbrücken, bestehend aus 2 sechsachsigen Lokomotiven samt vierachsigen Tendern und angereihten zweiachsigen Wagen. Achsbelastung der Lokomotiven 20 t, der Tender und Wagen 16 t.

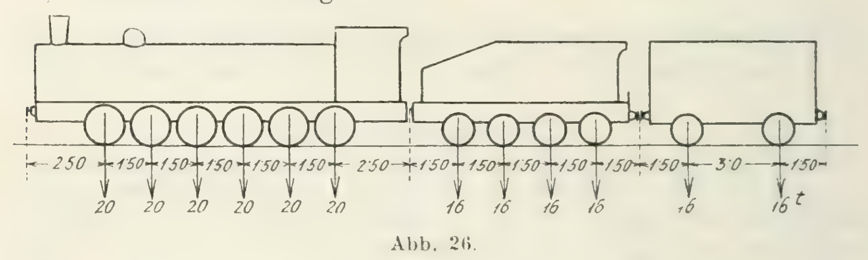


Abb. 26.

Inanspruchnahme der Flußeisenbrücken unter Zugrundelegung der Belastung durch 2 Lokomotiven, Tendern und Wagen nach Abb. 26

	Belastung durch Eigengewicht und Verkehrslast, aber ohne Winddruck, Seitenpressung der Fahrzeuge und Bremskräfte	bei Berücksichtigung aller einwirkenden Kräfte
für Zug u. Druck: bei Spannweiten bis 10 m .	850	1300
„ „ über 10 m	$820 + 3\,l$	
jedoch höchstens	1100	
Beanspruchung auf Abscheren . . .	650	750
Nieten auf Abscheren in einer Richtung	750	850
Nieten auf Abscheren in mehreren Richtungen	650	
Druck auf die Nietlochleibung . . .	1800	2000

Roheisenguß auf Druck 800 kg, auf Biegung 300 kg/cm^2

Stahlguß auf Biegung 1300 kg/cm^2

2. Die Vorschriften der preußischen Staatsbahnen vom Mai 1903 lauten:

für Stützweiten bis zu . .	20	40	80	120	160	200 *m*
Beanspruchung ohne Rücksicht auf Winddruck bis	850	900	950	1000	1050	1100 *kg/cm*²
Beanspruchung mit Berücksichtigung des Winddruckes bis	1000	1050	1100	1150	1200	1250 *kg/cm*²

Für vollwandige Hauptträger mit einer Stützweite bis zu 10 *m* wird eine Beanspruchung bis zu 800 *kg/cm*² zugelassen; für die Quer- und Längsträger der Fahrbahn die gleiche Beanspruchung jedoch nur dann, wenn ein volles Schotterbett über die Brücke geführt wird, sonst ist ihre Beanspruchung auf 750 *kg/cm*² zu ermäßigen, wenn die Querschwellen ohne Schotterbett auf den Längsträgern lagern, und auf 700 *kg/cm*², wenn die Schienen unmittelbar von den Längsträgern getragen werden. Die Nietbeanspruchung kann nach diesen Vorschriften gleichfalls mit der Stützweite wachsend angenommen werden, und zwar auf Abscheren mit 750 *kg/cm*² (bei $l = 10\,m$) bis 900 *kg/cm*² (bei $l = 120\,m$), auf Lochleibungsdruck mit 1500 *kg/cm*² (bei $l = 10\,m$) bis 1800 *kg/cm*² (bei $l = 120\,m$).

3. Die sächsischen Staatsbahnen (Vorschriften von 1895 und 1905) setzen unter Einführung eines Stoßkoeffizienten $\varphi = 1{\cdot}8$, wenn

F = Querschnittsfläche in Quadratzentimetern

S_0 = Kraft aus Eigengewicht allein in Kilogramm

S_1 = größte Kraft aus der Betriebslast von gleichem Vorzeichen wie S_0

S_2 = größte Kraft aus der Betriebslast von entgegengesetzem Vorzeichen wie S_0,

für Konstruktionsteile, welche nur auf Zug oder nur auf Druck beansprucht werden,

$$F = \frac{S_0 + 1{\cdot}8\,S_1}{1530};$$

für Konstruktionsteile, welche abwechselnd auf Zug und Druck beansprucht werden, für welche also $S_0 < 1{\cdot}8\,S_2$ ist, und zwar

wenn $S_0 + 1{\cdot}8\,S_1 > 1{\cdot}8\,S_2 - S_0$ . . . . $F = \dfrac{S_0}{2295} + \dfrac{S_1}{850} + \dfrac{S_2}{2550}$

wenn $1{\cdot}8\,S_2 - S_0 > S_0 + 1{\cdot}8\,S_1$ . . . . $F = -\dfrac{S_0}{2295} + \dfrac{S_1}{2550} + \dfrac{S_2}{850}$

Für vollwandige Träger tritt für F das Widerstandsmoment W in Kubikzentimetern, für die S_0, S_1 und S_2 treten die Biegungsmomente M in kg/cm vom Eigengewicht, beziehungsweise von der Betriebslast. Die Gesamtbeanspruchung durch Eigengewicht, einfache Betriebslast, Winddruck, Bremskräfte etc. darf 1530 kg/cm^2 nicht überschreiten.

4. Die bayrischen Staatsbahnen (Vertragsbedingungen für die Ausführung eiserner Brücken 1908) rechnen mit der Inanspruchnahme von 1200 kg/cm^2 unter Einführung eines Stoßkoeffizienten $\mu = 1·5$. Demnach ist unter Beibehaltung der Bezeichnung wie oben für Stäbe, die nur auf Zug oder auf Druck beansprucht werden,

$$F = \frac{S_0 + 1·5\, S_1}{1200}.$$

Für Stäbe, die abwechselnd auf Zug und Druck beansprucht werden, sind die Spannungen aus der Verkehrslast ohne Rücksicht auf das Vorzeichen zu summieren und ist der Querschnitt zu rechnen aus

$$F = \frac{1·5\,(S_1 + S_2)}{1200}.$$

In gleicher Weise ist für Vollwandträger das Widerstandsmoment aus den mit den Stoßkoeffizienten multiplizierten Biegungsmomenten zu berechnen. Bezeichnet Z die Zusatzkräfte infolge Winddruck, Bremswirkung, Reibungswiderstände in den Auflagern und Fliehkraft, so darf für die Gesamtkraft $S_0 + 1·5\, S_1 + Z$ die Spannung nicht größer als 1600 kg/cm^2 werden.

5. Die Vorschriften der württembergischen Staatsbahnen für die Berechnung eiserner Brücken (von 1894 und Februar 1909) setzen folgende Beanspruchungen fest:

Für vollwandige Hauptträger mit versenkter Fahrbahn und einer Stützweite bis $l = 15\,m$ $s = 600 + 10\,l$

Für Fachwerksträger und Bogenträger . . . $s = 750\left(1 + \frac{1}{2}\frac{S_{min}}{S_{max}}\right)$
jedoch nicht über 1000 kg/cm^2.

Für Fahrbahn-Längs- und Querträger, desgleichen für vollwandige Hauptträger mit oben liegender Fahrbahn, und zwar

wenn die Schienen mit hölzernen Querschwellen auf den Trägern liegen . . . . $s = 600 + 10\,l$
wenn die Schienen unmittelbar oder mittels eiserner Querschwellen auf den Trägern liegen $s = 0·9\,(600 + 10\,l)$
wenn das Schotterbett über die Brücke geführt ist $s = 1·1\,(600 + 10\,l)$

Für den Horizontal- und Querverband bei einer Stützweite bis 15 *m* $s = 800$ *kg/cm*², über 15 *m* Stützweite $s = 1000$ *kg/cm*².

6. Die badischen Staatsbahnen (Vorschrift von 1903) wenden nachstehende Berechnungsformeln an:

Es bezeichnet A die größte Stabkraft oder das größte Angriffsmoment.

D den Unterschied zwischen der größten und kleinsten Stabkraft oder dem größten und kleinsten Angriffsmoment, und zwar algebraisch verstanden, so daß für Beanspruchung auf Zug und Druck D eine Summe darstellt.

Als zulässige Beanspruchung wird angenommen:

Für Hauptträger der Brücken ohne Einbau von Fahrbahnträgern, sowie für Fahrbahn-Längs- und Querträger . . $s = \frac{1200}{1 + \frac{2}{3}\frac{D}{A}}$

für Hauptträger mit eisernem Einbau . $s = \frac{1200}{1 + 0{\cdot}6\frac{D}{A}}$

für Hauptträger mit Schotterbettüberführung $s = \frac{1200}{1 + 0{\cdot}55\frac{D}{A}}$.

Bei Brücken von Stützweiten über 60 *m*, bei denen der Einfluß des Winddruckes auf die Abmessungen der Hauptträger zu berücksichtigen ist, dürfen die oben angegebenen Beanspruchungen um $(145 + 0{\cdot}36\,l)$ *kg/cm*² vergrößert werden.

Für Brücken in Nebenbahnen gelten die gleichen Formeln mit dem Koeffizienten 1500 anstatt 1200.

7. Für die Eisenbahnbrücken in Frankreich enthält das circulaire ministerielle vom 29. August 1891 die folgenden Bestimmungen:

Zulässige Beanspruchung für Flußeisen

in den Längs- und Querträgern der Fahrbahn 750 *kg/cm*²

in den Hauptträgern für stets in gleichem Sinne beanspruchte Glieder . . . . . . 850 *kg/cm*²

für entgegengesetzt und annähernd gleich stark auf Zug und Druck beanspruchte Glieder 600 *kg/cm*².

Bei Stützweiten über 30 *m* wird eine Erhöhung der Beanspruchung im Maximum bis auf 1150 *kg/cm*² zugelassen, etwa unter Anwendung der Formel $s = 800\left(1 + \frac{1}{2}\frac{S_{min}}{S_{max}}\right)$, doch wird diese Berechnungsweise nicht vorgeschrieben, sondern es kann von den Kon-

strukteuren auch nach anderen, als begründet nachzuweisenden Regeln vorgegangen werden.

8. Die Eisenbahnbrücken der Schweiz sind nach der Verordnung des schweizerischen Bundesrates vom 19. August 1892 auf Grund nachstehender zulässiger Beanspruchungen zu dimensionieren:

$$\text{Für Flußeisen } s = 800 + 250 \frac{S_{min}}{S_{max}}$$

worin S_{min} und S_{max} die kleinste und größte Stabkraft infolge aller einwirkenden Kräfte bezeichnet, welche je nach Zug oder Druck mit + oder — Vorzeichen einzusetzen ist.

Bei Hinzurechnung der Winddruckkräfte ist eine Erhöhung der Beanspruchung um 100 kg/cm^2 gestattet.

Für Stützweiten unter 15 m sind die Einwirkungen der Verkehrslast mit dem Koeffizienten $\mu = 1 + 0{\cdot}02\ (15 - l)$ zu multiplizieren.

Genietete Träger sind mit einer Biegungsinanspruchnahme = $= 0{\cdot}9 \left(800 + 250 \frac{M_{min}}{M_{max}}\right)$ zu berechnen.

9. In Nordamerika wird vielfach nach den von der American Bridge Co. 1901 aufgestellten „Spezifikationen für Eisenbahnbrücken" gerechnet, welche unter Einführung eines Stoßkoeffizienten

$\mu = 1 + \frac{90}{L + 90}$ für die Verkehrslast, als zulässige Beanspruchungen angeben:

	Durch Eigengewicht und größte Verkehrslast unter Berücksichtigung der Stoßwirkung	Mit Hinzufügung der Spannung durch Winddruck. Fliehkräfte etc.
Für Flußeisen (soft steel) .	1054	1336 kg/cm^2
für mittelharten Flußstahl (medium steel)	1195	1476 kg/cm^2

Teile, welche abwechselndem Zug und Druck unterworfen sind, haben eine Querschnittsfläche zu erhalten, die gleich ist der Summe aus den für den Zug und für den Druck erforderlichen Querschnittsflächen. Zulässige Scherbeanspruchung der Nieten und Gelenkbolzen für weichen Flußstahl (Flußeisen) 773 kg/cm^2, größter Druck auf die Lochleibung 1546 kg/cm^2.

Lindenthal geht bei Berücksichtigung aller einwirkenden Kräfte und unter Annahme eines Stoßzuschlages mit der Beanspruchung bis auf zwei Drittel der Streckgrenze.

II. Straßenbrücken.

In Österreich setzt die Verordnung des k. k. Ministeriums des Innern von 1905 für die ärarischen Straßenbrücken mit eisernem

Tragwerk, desgleichen jene des Eisenbahnministeriums von 1904 für die Brücken in den Zufahrtsstraßen folgende zulässige Inanspruchnahmen (kg/cm^2) fest:

	unter Zugrundelegung der Belastung durch Eigengewicht und Verkehrslast	unter Hinzufügung des Winddruckes und Berücksichtigung aller Kräfte
Zug oder Druck	$800 + 3\,l$ bis höchstens 1060	1200
Abscheren	600	700
Nieten auf Abscheren		
in nur einer Richtung . .	700	800
in mehreren Richtungen .	600	800
Druck auf die Nietlochleibung	1600	1800

In Preußen bestehen für Straßenbrücken keine einheitlichen Bestimmungen. Von den Annahmen, die hinsichtlich der zulässigen Beanspruchungen einigen neueren Ausführungen und Brückenwettbewerben zugrunde gelegt wurden, seien angeführt:

Straßenbrücke über den Rhein zwischen Ruhrort und Homberg (Stützweiten 128 *m* und 203 *m*). Zulässige Beanspruchung des Flußeisens ohne Berücksichtigung des Winddruckes 1150, mit Berücksichtigung des Winddruckes 1450 kg/cm^2. Dabei wurden die Spannungen aus der Verkehrslast für die Hauptträger mit dem 1·2fachen, für die Fahrbahnträger mit dem 1·4fachen in Rechnung gebracht. Ohne diesem Beiwert von 1·4 war die Spannung in den Fahrbahnträgern auf 900 kg/cm^2 begrenzt. Für Glieder, die abwechselnd auf Zug und Druck beansprucht werden, war die der Querschnittsbemessung zugrunde zu legende Größtkraft aus $S = S_{max} + \frac{1}{2} S_{min}$ zu rechnen.

Rheinstraßenbrücke zu Köln (1913 bis 1915, versteifte Hängebrücke, Mittelöffnung 184·5 *m*). Zulässige Beanspruchungen für die aus Flußeisen hergestellten Teile (Hängestangen, Fahrbahnlängsträger, Pylonen, Windverband):

Fahrbahn und Fußwege	800 kg/cm^2
Bei Belastung der Fahrbahn durch die Dampfstraßenwalze	1100 kg/cm^2
Hauptträgerteile unter Eigengewicht und Verkehr . .	1100 kg/cm^2
Desgleichen einschließlich Wind und Temperatur . . .	1350 kg/cm^2
Windverbände	1000 kg/cm^2
Scherspannung der Nieten in den Hauptträgern . . .	900 kg/cm^2
„ „ „ „ der Fahrbahn	650 kg/cm^2

Lochwanddruck = der doppelten Scherspannung.

Für den verwendeten Nickelstahl (S. 17) ist die Beanspruchung in den Ketten um 60%, im Versteifungsträger und in den Querträgern um 50% höher angenommen worden als für Flußeisen, d. i. mit 1760, beziehungsweise 1650 kg/cm^2.

Für die Brücken von mittlerer Stützweite findet man meist in den Hauptträgern unter Eigengewicht und Verkehrslast 1000 kg/cm^2 und mit Berücksichtigung des Winddruckes 1200 kg/cm^2 zugelassen; in den Fahrbahnträgern dagegen nur 750 kg/cm^2.

In Württemberg werden die staatlichen Straßenbrücken mit folgenden zulässigen Beanspruchungen berechnet:

Für die Träger der Fahrbahn, dann für die Hauptträger

bei Stützweiten bis $l = 15\,m$ . . . $s = 1{\cdot}1\;(600 - 10\,l)$

" " über $15\,m$ . . . . $s = 800\left(1 \pm \frac{1}{2}\,\frac{S_{min}}{S_{max}}\right)$

jedoch nicht über 1000 kg/cm^2.

In Baden steht, analog wie bei den Eisenbahnbrücken, als Berechnungsformel in Anwendung $s = \dfrac{1200}{1 - 0{\cdot}5\,\dfrac{D}{A}}$,

worin A die größte Stabkraft oder das Angriffsmoment und D den Unterschied zwischen dem Größt- und Kleinstwert bezeichnet.

Die sächsischen und bayrischen, ferner die französischen und die Schweizer Vorschriften setzen für die Straßenbrücken die gleichen zulässigen Beanspruchungen wie für die Eisenbahnbrücken fest.

Für Gußeisen und Stahlguß setzt man nach ziemlich übereinstimmenden Annahmen:

Für Gußeisen, Beanspruchung auf	Druck . . .	700 bis 750	kg/cm^2
" "	Zug	200 " 250	kg/cm^2
" "	Biegung . .	250 " 300	kg/cm^2
für Stahlguß, " "	Biegung . .	1000	kg/cm^2
" "	Druck . . .	1200	kg/cm^2

Für hochwertigen Stahl kann die Inanspruchnahme gegenüber Flußeisen etwa in dem Verhältnis höher angenommen werden, als die Streckgrenze höher gelegen ist, vorausgesetzt, daß das Intervall zwischen Streckgrenze und Bruchfestigkeit mindestens das gleiche ist. Für einen Stahl mit 2800 kg/cm^2 Streckgrenze wäre sonach die Beanspruchung mit dem $\frac{2800}{2200} = 1{\cdot}27$fachen von jener des Flußeisen zu wählen.

Für den in der Firth of Forth-Brücke verwendeten Flußstahl (s. S. 14) wurde seitens des englischen Handelsamtes eine Bean-

spruchung bis zu $^1/_4$ der Bruchfestigkeit ohne Rücksicht auf Spannungswechsel zugelassen. Die entwerfenden Ingenieure Baker und Fowler haben jedoch folgende Ziffern der Berechnung zugrunde gelegt:

Für reine Zugglieder bei unveränderlicher Belastung	1567 kg/cm^2
für reine Zugglieder bei wenig häufigem Spannungswechsel	1200 kg/cm^2
für reine Zugglieder bei häufigem Spannungswechsel	1033 kg/cm^2
für Zugglieder mit Spannungswechsel zwischen Zug und Druck, seltener Spannungswechsel	790 kg/cm^2
für Zugglieder mit Spannungswechsel zwischen Zug und Druck, häufiger Spannungswechsel	567 kg/cm^2

Für die große Hellgate-Brücke, deren Material auf S. 15 beschrieben wurde, ist mit nachstehenden Inanspruchnahmen gerechnet worden. (Siehe Tabelle S. 66.)

Mit der Inanspruchnahme auf Zug oder reinen Druck ist sonach auf rund 0·6 der Streckgrenze gegangen. Es sind aber die Spannungen mit dem Lindenthalschen Stoßzuschlag (s. S. 52) für die bewegte Last berechnet und sind auch sämtliche Zusatzkräfte berücksichtigt worden, so daß eigentlich nur die Nebenspannungen, die infolge der starren Knoten auftreten, außer Betracht blieben. Die für die Dimensionierung maßgebende Größtspannung wurde nach $S = 0{\cdot}8\ (S_g + \mu\, S_p + S_s) + S_w + S_b + S_t$ berechnet. Darin bezeichnet S_g die Spannung vom Eigengewicht, S_p von der Verkehrslast, S_s von den Seitenkräften der Fahrzeuge, S_w vom Winddruck, S_b von den Bremskräften und S_t von der Temperaturwirkung. Werden alle Teilspannungen mit dem vollen Betrage gerechnet, so stellt sich eine höchstens um 25% höhere Beanspruchung heraus.

Für den amerikanischen Nickelstahl (s. S. 17) wurde in den beiden großen amerikanischen Brücken, der Blackwell-Insel-Brücke und der Manhattan-Brücke eine ziemlich hohe Beanspruchung (bis zu 80% der Streckgrenze) zugelassen, wogegen für den Neubau der Quebec-Brücke mit beträchtlich niedrigeren Ziffern der Beanspruchung gerechnet wurde, wie aus der Zusammenstellung[1]) auf S. 67 ersichtlich ist.

Bei der Kölner Rhein-Straßenbrücke wurde für Nickelstahl eine um 50 bis 60% höhere Beanspruchung wie für Flußeisen angenommen.

---

[1]) Aus Bohny, „Über die Verwendung des Nickelstahles im Brückenbau". „Der Eisenbau", 1911, Heft 2.

Art der Beanspruchung		Für die Hauptträger und deren Quer- und Windverstrebung Hartstahl	Für die Fahrbahnträger und Hängestangen und für die Blechträgerviadukte Baustahl
		kg/cm²	
1. Für die Zugglieder, Nutzquerschnitt		1687	1406
2. Bei Biegungsbeanspruchung für Träger und Stahlguß		—	1406
3. Für Druckglieder, auf den Nutzquerschnitt bezogen:			
a) Geschlossener Querschnitt oder mit zwei Querstegen oder mit einem Quersteg und Vergitterung in zwei Ebenen	$\frac{l}{i}$ = 20 .	1687	1406
	40 .	1617	1336
	60 .	1547	1195
	80 .	1406	1054
	100 .	1265	984
	120 .	1054	843
b) Halb offener Querschnitt mit nur einer Deckplatte und einer Vergitterung oder mit einem Quersteg ohne Vergitterung	$\frac{l}{i}$ = 20 .	1617	1406
	40 .	1547	1266
	60	1406	1125
	80 .	1265	984
	100 .	1125	914
	120 .	984	773
c) Offener Querschnitt mit Vergitterung in zwei oder mehr Ebenen	$\frac{l}{i}$ = 20 .	1547	1336
	40 .	1406	1195
	60 .	1265	1054
	80 .	1125	914
	100 .	984	843
	120 .	843	703
4. Scherbeanspruchung für Blechträger		—	1054
„ „ Werkstattnieten u. Bolzen		—	1054
„ „ Feldnieten		—	843
5. Leibungsdruck für Bolzen		1687	1406
„ „ Werkstattnieten		—	2109
„ „ Feldnieten		—	1687

§ 9. Die Berechnung der auf Druck beanspruchten Glieder mit Sicherheit gegen Knickung.

Die das Einknicken eines geraden Stabes hervorrufende Kraft (Knicklast) ist nach der Eulerschen Formel durch

$$P = \frac{\pi^2 E J}{l^2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 4)$$

bestimmt, worin $J = F i^2$ das kleinste Querschnitts-Trägheitsmoment und l die sogenannte freie Knicklänge bezeichnet. Bei drehbar gelagerten Enden (Spitzenlagerung) ist l = der Stablänge, bei vollkommener Einspannung ist l = der halben Stablänge.

	Blackwell-Island-Brücke		Manhattan-Brücke	Quebec-Brücke		
	Eigenlast und gewöhnlicher Verkehr oder Eigenlast und Wind	Eigenlast und dichter Verkehr	Eigenlast, dichter Verkehr und Temperatur oder Eigenlast, gewöhnlicher Verkehr, Temperatur und Wind	Verkehrslast	Eigenlast und Schnee oder alle Größtlasten und Kräfte, exklusive Sekundärkräfte	Alle Größtlasten, einschließlich der sekundären Kräfte
Augenstäbe oder genietete Zugstäbe im Versteifungsträger oder Hauptträger	2210	2740	2810	980	1970	2170
Zugstäbe der Hängestangen und solcher Glieder, die plötzliche Belastung erhalten können				960	1380	1520
Genietete Druckstäbe im Versteifungsträger oder Hauptträger*)	$1400 - 6{\cdot}3\,\frac{l}{i}$		$2810 - 10{\cdot}5\,\frac{l}{i}$	$880 - 3{\cdot}5\,\frac{l}{i}$	$1760 - 7\,\frac{l}{i}$	$1930 - 7{\cdot}7\,\frac{l}{i}$
Gelenkbolzen			Nieten			
auf Abscheren . . .	1410	1690	1410		—	
„ Lochwanddruck	2810	3370	2460		1760	
„ Biegung . . .	2810	3370	—		2110	

*) Anmerkung. Es bezeichnet l die Knicklänge, i den kleinsten Trägheitshalbmesser (siehe den folgenden Paragraphen „Knickung")

Voraussetzung für die Anwendbarkeit dieser Formel ist: 1. Vollkommen achsiale Belastung, 2. homogenes Material von durchaus gleichem elastischen Verhalten und 3. die aus der Knicklast berechnete Knickspannung $\sigma_k = P : F$ muß noch unter der Elastizitätsgrenze σ_g bleiben. Letztere Bedingung ist erfüllt, wenn

$$\sigma_k = \frac{P}{F} = \pi^2 E \left(\frac{i}{l}\right)^2 < \sigma_g \quad \text{oder} \quad \frac{l}{i} > \lambda_0 = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_g}}$$

ist. Für Flußeisen mit den Mittelwerten $E = 2{,}150.000\ kg/cm^2$ und $\sigma_g = 1900\ kg/cm^2$ ergibt sich sonach

$$\lambda_0 = 105$$

als Grenze des Anwendungsbereiches der Euler-Formel. Für weniger schlanke Stäbe, deren Knicklänge l kleiner als der 105fache kleinste Trägheitshalbmesser i ist, liefert die Euler-Formel eine zu große Knicklast, da mit dem Überschreiten der Elastizitätsgrenze die Formänderungen zunehmen und das Material den Verbiegungen einen kleineren Widerstand entgegensetzt als innerhalb dieser Grenze. Man hat daher für solche Stäbe die Euler-Formel durch andere Formeln zu ersetzen, welche sich dem wahren Werte der Knickfestigkeit besser anschließen.

Trägt man das Längenverhältnis $\lambda = \frac{l}{i}$ in einem Diagramm

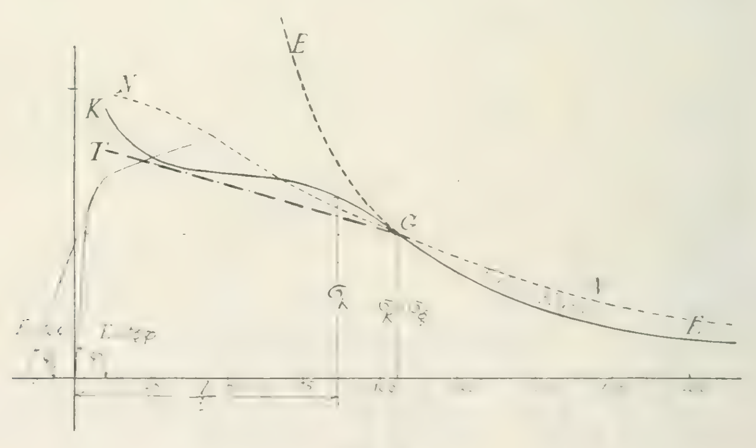


Abb. 27.

(Abb. 27) als Abszissen und die aus Versuchsreihen gemittelten Werte der Knickfestigkeit als Ordinaten auf, so ergibt sich eine Kurve KGE, welche nur für $\lambda > \lambda_0$ mit der kubischen Hyperbel der Euler-Formel übereinstimmt, für kleinere Werte von λ aber darunter bleibt. Über die Form dieser Knickspannungskurve geben

die Versuche Tetmajers mit Schweißeisen- und Flußeisenstäben, namentlich aber die neueren Versuche v. Karmans[1]) mit Stäben aus Martinstahl mit rechteckigem Querschnitt von 5·4 und 10 cm^2 und Längenverhältnissen $\lambda = 22$ bis 175 guten Aufschluß. Hienach zweigt dieselbe für Flußeisen bei $\lambda_0 = 105$, für Stahl bei $\lambda_0 = 92$ von der Euler-Kurve ab, erreicht zwischen $\lambda = 30$ und 60 die Streckgrenze, um sich dann mit rascherem Ansteigen der Bruchgrenze σ_d zu nähern.

Engesser[2]) verallgemeinert mit theoretisch richtiger Begründung die Eulersche Formel und setzt die Knicklast

$$P = \frac{\pi^2 T J}{l^2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 5)$$

oder die Knickfestigkeit

$$\sigma_k = \pi^2 T \left(\frac{i}{l}\right)^2$$

worin T, der Knickmodul, eine von der Querschnittsgestalt annähernd unabhängige Größe ist, die zwischen dem innerhalb der Elastizitätsgrenze geltenden Elastizitätskoeffizienten E und dem Formänderungskoeffizienten E_0 für den Spannungszustand σ_k des Materials (und zwar näher zu letzterem Werte) gelegen ist. Solange σ_k unter der Elastizitätsgrenze bleibt, ergibt sich hienach mit $T = E$ Übereinstimmung mit der Euler-Formel. Für höhere Werte von σ_k wird $T < E$; da aber die Abhängigkeit dieser Größe von σ_k sich theoretisch nicht in einfacher Weise angeben läßt, sondern nur auf empirischem Wege durch Auswertung der Versuchsergebnisse zu bestimmen wäre, so ist es zweckmäßiger, einfacher gebaute empirische Formeln in Anwendung zu bringen.

v. Tetmajer[3]) setzt auf Grund seiner Knickversuche für die über der Elastizitätsgrenze gelegene Knickfestigkeit

$$\sigma_k = a - b \left(\frac{l}{i}\right).$$

Er nimmt sonach lineare Abhängigkeit an und ersetzt die kubische Hyperbel der Euler-Formel durch eine Gerade (TG in Abb. 27).

Für Flußeisen mit einer mittleren Druckfestigkeit $\sigma_d = 3800\,kg/cm^2$, findet er

[1]) „Mitteilungen über Forschungsarbeiten", herausgegeben vom Verein Deutscher Ingenieure, 1909.

[2]) „Schweizer Bauzeitung" 1895, „Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure" 1896, „Der Eisenbau" 1911, Nr. 10.

[3]) L. v. Tetmajer, „Die Gesetze der Knickungs- und der zusammengesetzten Druckfestigkeit", 3. Auflage, Wien 1903.

$$\left.\begin{array}{lll} & \sigma_k = 3100 - 11{\cdot}4\,\frac{l}{i} & \text{solange } \frac{l}{i} < 105 \\ \text{und} & \sigma_k = 21220000\left(\frac{i}{l}\right)^2 & \text{wenn } \frac{l}{i} > 105 \end{array}\right\} \quad . \; . \; . \quad 6)$$

Bei der Querschnittfläche F des Druckstabes ist $P = F \, . \, \sigma_k$ die Knicklast und bei Einhaltung $m$facher Sicherheit die zulässige Belastung

$$S = \frac{1}{m} P = F \cdot \frac{\sigma_k}{m} = F \, . \, s_k \, .$$

Es ist sonach die zulässige Knickspannung $s_k = \frac{1}{m}\sigma_k$ und unter Zugrundelegung der gleichen Sicherheit, wie für die auf Normalfestigkeit beanspruchten Glieder, also mit $s_d = \frac{1}{m}\sigma_d$, folgt

$$s_k = \frac{\sigma_k}{\sigma_d} s_d = \varkappa \, . \, s_d \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 7)$$

Die zulässige Knickspannung wird sonach erhalten, wenn man die zulässige Beanspruchung auf reinen Druck mit einem Koeffizienten $\varkappa = \frac{\sigma_k}{\sigma_d}$, dem Abminderungskoeffizienten für Knickung multipliziert. Für letzteren ergeben die Formeln nach Tetmajer für Flußeisen (mit $\sigma_d = 3800$)

$$\left.\begin{array}{ll} \varkappa = 0{\cdot}816 - 0{\cdot}003\,\frac{l}{i} & \text{für } \frac{l}{i} < 105 \\ \varkappa = 5584\left(\frac{i}{l}\right)^2 & \;\;\text{„}\;\; \frac{l}{i} > 105 \end{array}\right\} \quad . \; . \; . \quad 8)$$

$\frac{l}{i}$	$\varkappa$	$\frac{l}{i}$	$\varkappa$	$\frac{l}{i}$	$\varkappa$	$\frac{l}{i}$	$\varkappa$
10	0·786	60	0·636	110	0·462	160	0·218
15	0·771	65	0·621	115	0·423	165	0·205
20	0·756	70	0·606	120	0·388	170	0·193
25	0·741	75	0·591	125	0·357	175	0·182
30	0·726	80	0·576	130	0·331	180	0·171
35	0·711	85	0·561	135	0·307	185	0·163
40	0·696	90	0·546	140	0·285	190	0·155
45	0·681	95	0·531	145	0·266	195	0·147
50	0·666	100	0·516	150	0·248	200	0·140
55	0·651	105	0·501	155	0·232		

Die Tetmajerschen Formeln stehen in Österreich, in der Schweiz, bei den badischen Staatsbahnen u. a. in Anwendung. Die

Brückenverordnung der Schweiz setzt die Abminderungskoeffizienten etwas abgerundet

$$\eta = 0{\cdot}800 - 0{\cdot}003\,\frac{l}{i} \qquad \text{für } \frac{l}{i} = 10 \text{ bis } 100$$

und $$\eta = 5500\left(\frac{i}{l}\right)^2 \qquad \text{„} \frac{l}{i} > 100.$$

Die badischen Staatsbahnen rechnen mit der zulässigen Knickspannung $s_k = \frac{1}{n}\sigma_k$, worin σ_k nach den Formeln 6) und n der Sicherheitsgrad mit $n = 3 - 0{\cdot}01\lambda$ für $\lambda < 100$ und mit $n = 4$ für $\lambda > 100$ anzunehmen ist.

Die Verordnung des preußischen Arbeitsministeriums verlangt, ohne die Gültigkeitsgrenze der Euler-Formel zu beschränken, daß für die Druckglieder nach dieser Formel mindestens eine fünffache Sicherheit nachgewiesen wird. In rationeller Weise ist diese Verordnung so auszulegen, daß für $\frac{l}{i} \leq 60$ die zulässige Spannung für reinen Druck eingeführt, für $\frac{l}{i} \geq 105$ die zulässige Spannung nach der Euler-Formel mit fünffacher Sicherheit berechnet, und für Zwischenwerte von $\frac{l}{i}$ geradlinig interpoliert wird.

Die lineare Form der Tetmajerschen Gleichung zeigen auch die amerikanischen Formeln, welche zur Berechnung der Druckstäbe der Blackwell-Island-Brücke, der Manhattan- und Quebec-Brücke, und zwar für alle Längenverhältnisse $l:i$ angewendet wurden (siehe Tabelle auf S. 67) Dieselben setzen aber eine hohe Materialfestigkeit (Nickelstahl) voraus. Bei der Hellgate-Brücke wurden der Berechnung der Druckstäbe Spannungszahlen zugrunde gelegt (s. S. 66), die mit wachsendem $l:i$ ebenfalls linear, wenn auch mit einigen Unregelmäßigkeiten abnehmen.

Eine ältere, von Navier herrührende und von Schwarz und Laissle-Schübler in den Brückenbau eingeführte und früher häufig angewandte Formel für die Knickfestigkeit lautet:

$$\sigma_k = \frac{\sigma_d}{1 + \varkappa\left(\frac{l}{i}\right)^2} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 9)$$

worin für Flußeisen $\varkappa = 0{\cdot}00008$ bis $0{\cdot}0001$ gesetzt wurde. Die Werte dieser Formel (mit $\varkappa = 0{\cdot}0001$) sind in der Kurve NN (Abb. 27) dargestellt. Wie man sieht, werden sie für die kleinen Längenverhältnisse $l:i$ zu groß erhalten.

Prof. A. Vierendeel[1]) setzt in der verallgemeinerten Euler-Gleichung (Gl. 5, S. 69) den Knickmodul $T = A - B\,\sigma_k$ und erhält damit die Knickfestigkeit

$$\sigma_k = \frac{P}{F} = \frac{\pi^2 A}{\pi^2 B + \left(\frac{l}{i}\right)^2}.$$

Für σ_k = Elastizitätsgrenze soll $T = E$ werden und die obige Formel in die Euler-Formel $\sigma_k = \dfrac{\pi^2 E}{\left(\frac{l}{i}\right)^2}$ übergehen. Dieser Anforderung entsprechen für Flußeisen die Koeffizienten $A = 5800\,t/cm^2$, $B = 2000$, so daß die Knickfestigkeit nach Prof. Vierendeel sich rechnet aus

$$\sigma_k = \frac{P}{F} = \frac{58000}{20000 + \left(\frac{l}{i}\right)^2} \text{ für } t/cm^2 \quad \frac{l}{i} < 110 \text{ und } \sigma_k > 1{\cdot}8\,t/cm^2$$

und

$$\sigma_k = \frac{22000}{\left(\frac{l}{i}\right)^2}\,t/cm^2 \qquad \text{für } \frac{l}{i} > 110.$$

Für Nickelstahl werden die Koeffizienten $A = 5200\,t/cm^2$ und $B = 1000$ angegeben.

Die aus der theoretischen Knicklast abgeleiteten Formeln setzen vollkommen achsiale Belastung voraus, welche in Wirklichkeit kaum jemals vorhanden ist. Man hat daher auch den Weg eingeschlagen, die zulässige Belastung eines Druckstabes aus der Biegungsdruckspannung zu bestimmen, welche unter Annahme einer gewissen Exzentrizität der Stabkraft, oder eines gewissen anfänglichen Biegungspfeiles f_0 des Stabes in der Stabmitte auftritt. Allerdings unterliegt die Annahme dieser Exzentrizität sowie der Größe der zulässigen Spannung einer willkürlichen Schätzung. Für die Lösung aller auf die Knickung bezüglichen Fragen ist daher dem Versuche eine wichtige Rolle vorbehalten[2]).

---

[1]) „Les lois du flambage", Brüssel 1912.

Die eingehendste theoretische Behandlung des Knickproblems lieferten: Müller-Breslau, Über die Knickung bei exzentrischer Belastung, „Eisenbau" 1911, Engesser ebenda und über die Bestimmung der Knickfestigkeit gegliederter Stäbe in „Zeitschrift des österr. Ingenieur- und Architektenvereins" 1913, Nr. 47, ferner E. Elwitz (Düsseldorf 1912), „Über die Knickfestigkeit zentrisch und exzentrisch gedrückter, auch durch Querkräfte belasteter Stäbe" und „Über Knickung" in „Eisenbau" 1920.

[2]) Dr. Fischmann u. dpl. Ing. Weirich, Die Frage der Knickung und ihre planmäßige Lösung durch den Versuch. „Eisenbau" 1916, Nr. 11.

Müller-Breslau empfiehlt, alle Druckstäbe darauf zu prüfen, daß bei einer Exzentrizität $f_0 = \frac{1}{200}$ und bei einer auf das Doppelte gesteigerten Belastung $2P$ die Biegungsdruckspannung noch unter der Streckgrenze bleibt. Ist δ die Ausbiegung des Stabes unter dieser Belastung, W das in Frage kommende Widerstandsmoment, so soll hienach

$$\frac{2P}{F} + \frac{2P(f_0 + \delta)}{W} < 2400 \, kg/cm^2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 10)$$

sein. Mit $\frac{2P}{F} = \sigma_0$ rechnet sich $(f_0 + \delta)$ aus

$$f_0 + \delta = f_0 : \left[1 - \frac{1}{8} \frac{\sigma_0}{E} \left(\frac{l}{i}\right)^2 + \frac{1}{384} \left(\frac{\sigma_0}{E}\right)^2 \left(\frac{l}{i}\right)^4 - \, . \, . \right]$$

oder mit Einführung der Eulerschen Knicklast $R = \frac{\pi^2 E J}{l^2}$

$$f_0 + \delta = f_0 : \left[1 - \frac{\pi^2}{4} \frac{P}{R} + \frac{\pi^4}{96} \frac{P^2}{R^2} - \, . \, . \right] \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 11)$$

Die Formeln für die Knickungsbeanspruchung ermöglichen keine direkte Querschnittsbestimmung; es ist vielmehr der Querschnitt des Druckstabes versuchsweise anzunehmen und dafür die zulässige Knickbeanspruchung zu rechnen, welche von der gegebenen Belastung des Stabes nicht überschritten werden darf. Zur Erzielung günstiger Materialausnutzung mit hoher zulässiger Knickspannung sind Querschnittsformen mit großem Trägheitshalbmesser von Vorteil

Beispiel. Im Überbau einer Eisenbahnbrücke von $40 \, m$ Stützweite hat eine Strebe von $650 \, cm$ freier Knicklänge einen Druck von $30 \, t$ aufzunehmen. Die zulässige Beanspruchung auf reinen Druck s_d beträgt nach der österreichischen Brückenverordnung $840 + l = 880 \, kg/cm^2$.

Wir bilden den Querschnitt (Abb. 28) aus vier Winkeleisen und einem dazwischen eingeschobenen Stehblech von $300 \times 10 \, mm$ und versuchen das Winkeleisenkaliber $\frac{80 \times 120}{10}$. Für diesen Querschnitt ist ohne Nietabzug

$$F = 106 \, cm^2$$

$$J_{\min} = 2637 \, cm^2$$

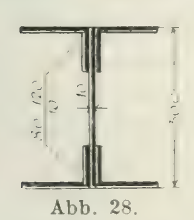


Abb. 28.

sohin $i = 4 \cdot 99 \, cm$, demnach $\frac{l}{i} = \frac{650}{4 \cdot 99} = 130.$

Mit diesem Längenverhältnis folgt der Tetmajersche Abminderungskoeffizient (siehe Tabelle auf S. 70) $\eta = 0 \cdot 331$ und die zulässige Knickspannung $s_k = 0 \cdot 331 \, . \, 880 = 291 \, kg/cm^2$. Die wirkliche Beanspruchung des Stabes beträgt ohne Nietabzug $\frac{30000}{106} = 283 \, kg/cm^2$, mit halbem Nietabzug ($6 \, cm^2$) $300 \, kg/cm^2$; die gewählten Abmessungen sind sonach ausreichend.

Die Prüfung des Stabes nach Müller-Breslau ergibt: Mit Annahme von $f_0 = \frac{1}{200} \cdot 650 = 3{\cdot}25\ cm$ und mit $R = \frac{\pi^2 EJ}{l^2} = 135{\cdot}52\ t$ und $P = 30\ t$ folgt aus Gleichung 8)

$$f_0 + \delta = \frac{f_0}{0{\cdot}5035} = 6{\cdot}45\ cm$$

und damit die Beanspruchung unter der doppelten, um f_0 exzentrisch wirkenden Belastung aus Gleichung 7) bei dem Widerstandsmomente $W = 211$

$$\frac{60000}{106} + \frac{60000 \cdot 6{\cdot}45}{211} = 2400\ kg/cm^2,$$

was der gestellten Forderung entspricht.

Die Nietverschwächung bei den aus Walzeisen zusammengesetzten Druckstäben hat nach den Versuchen Tetmajers keinen merklichen Einfluß auf die Knicklast. Es wird daher vielfach der Nietlochabzug bei den Druckstäben nicht berücksichtigt. (Bayrische und österreichische Vorschriften.) Da es aber doch nicht ausgeschlossen ist, daß bei hohen Knickspannungen und mangelhafter Ausfüllung der Nietlöcher eine nennenswerte Spannungserhöhung in dem geschwächten Querschnitte eintritt, so dürfte sich eine wenigstens teilweise Berücksichtigung der Nietverschwächung empfehlen. Man kann jedoch das Trägheitsmoment und daraus die zulässige Knickspannung $s_k = \varkappa\, s$ immer für den vollen (Brutto-) Querschnitt berechnen, hätte dann aber die zulässige Belastung der Strebe $S = F_n\, s_k$ mit einer nutzbaren Querschnittsfläche F_n zu bestimmen, für welche entweder die volle Nietschwächung (Vorschriften der württembergischen und der reichsländischen Eisenbahnen) oder wenigstens die halbe Nietschwächung (Vorschlag Engesser) in Abzug zu bringen ist.

Die freie Knicklänge l ist bei einem, an den Enden oder in zwei Punkten drehbar festgehaltenen Stabe gleich der Länge L des Stabes zwischen den beiden festgehaltenen Punkten. Ist die Festhaltung mit einer teilweisen Einspannung, das ist mit einer Verhinderung der Drehung verbunden, so tritt eine Verringerung der freien Knicklänge ein, welche dem Verhältnisse des Einzelfalles entsprechend abzuschätzen ist. Einer vollkommenen Einspannung, auf welche aber bei den gegliederten Konstruktionen auch bei festem Nietanschluß nicht zu rechnen ist, würde eine Verminderung der Knicklänge auf die halbe Stablänge entsprechen. Man wird nur in günstigen Fällen l unter 0·7 bis 0·8 L annehmen können, sonst aber mit einer Knicklänge nahe gleich der Stablänge rechnen. Die Beurteilung dieser Verhältnisse bei Fachwerksträgern wird später noch nähere Besprechung finden.

Auf die Größe der Knicklast ist aber auch die Querschnittsgestaltung von Einfluß. Die höchste Knicklast geben geschlossene kasten- oder röhrenförmige Querschnitte, wogegen breit abstehende Rippen oder Flanschen für sich ausknicken und dadurch die Tragkraft des Stabes herabsetzen können[1]). Dies gilt in noch höherem Maße für geteilte Druckstäbe oder Rahmenstäbe, welche keinen geschlossenen, kompakten Querschnitt haben, sondern aus Einzelstäben bestehen, die durch Querbleche oder Gitterwerk verbunden sind. Die Erfahrung lehrt, daß solche Stäbe bei gleicher Fläche und gleichem Trägheitsmoment des Querschnittes eine geringere Knickfestigkeit besitzen als Vollstäbe, auch dann, wenn die Querbleche oder Querverbindungen hinreichend nahe sind, um den Stab im ganzen und nicht in seinen Teilen ausknicken zu lassen.

Es sei (Abb. 29) der Stab aus zwei gleichen Einzelstäben vom Querschnitt $\frac{F}{2}$ bestehend mit Verbindungen durch Querstege im Abstande c. Es komme das Ausknicken um die freie Achse $A\,A$ in Frage. Das Trägheitsmoment des Gesamtquerschnitts auf $A\,A$ bezogen sei J, der Trägheitshalbmesser i, dann wäre für einen Vollstab bei der Knicklänge l die zulässige Belastung

$$P_0 = F\,\varkappa\,s$$

wenn $\varkappa$ der dem Längenverhältnis $\lambda = \frac{l}{i}$ entsprechende Abminderungskoeffizient ist.

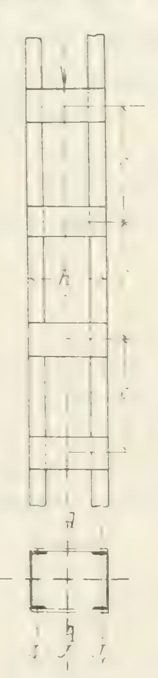


Abb. 29.

Würden die Querstege jedem Einzelstab eine vollkommene Stütze bieten, so wäre dessen Knicklänge c und bei dem auf seine Schwerachse bezogenen Trägheitsmomente J_1 und Trägheitshalbmesser i_1, dem Längenverhältnis $\frac{c}{i_1}$ und der zugehörigen Abminderungsziffer $\varkappa_1$, die zulässige Belastung des Einzelstabes

$$P_1 = \frac{F}{2}\,\varkappa_1\,s$$

sohin jene des Gesamtstabes

$$2\,P_1 = F\,\varkappa_1\,s$$

Letztere würde gleich jener des Vollstabes wenn $\varkappa = \varkappa_1$, also auch wenn $\frac{l}{i} = \frac{c}{i_1}$.

[1]) Hans H. Rode, Beitrag zur Theorie der Knickerscheinungen. „Eisenbau" 1916.

Da aber die Querstege die Einzelstäbe nicht unverrückbar festhalten, so wird deren wahre Knicklänge immer größer als c, ihre Tragkraft sohin kleiner als P_1 sein. Die Verminderung der Tragkraft wird um so beträchtlicher, je schwächer die Querstege und je geringer ihre Steifigkeit oder die Steifigkeit ihres Anschlusses ist Sie werden dann selbst bei naher Stellung das unabhängige Knicken der Einzelstäbe nicht verhindern. Will man daher mit der Tragkraft des Rahmenstabes jener des Vollstabes nahe kommen, so muß auf entsprechend steife Querverbindungen gesehen und

$$\frac{c}{i_1} \lessgtr \frac{l}{i} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 12)$$

gemacht werden.

Mit dem schwierigen theoretischen Problem der Knickfestigkeit von Rahmenstäben haben sich eine Reihe von Autoren, am eingehendsten Engesser[1]) und Müller-Breslau[2]) befaßt. Ersterer kommt auf Grund seiner Entwicklungen zu nachstehender, praktisch angenäherten Berechnungsregel:

Man berechne die zulässige Knickspannung eines Rahmenstabes wie für einen Vollstab unter Einführung eines ideellen Längenverhältnisses λ' und nehme davon 90 bis 95%.

λ' bestimmt sich aus

$$\lambda'^2 = \lambda^2 + \lambda_1{}^2 + \frac{c\, h_0\, F}{J_2} \qquad \ldots\ldots\ldots \quad 13)$$

Darin bezeichnet

$\lambda = \frac{l}{i}$ das Längenverhältnis des Gesamtstabes,

$\lambda_1 = \frac{c}{i_1}$ das Längenverhältnis des Einzelstabes vom Trägheitshalbmesser i_1 auf die Knotenweite c bezogen,

F die Gesamtquerschnittsfläche des Stabes,

J_2 das Querschnitts-Trägheitsmoment eines Querbleches, bezogen auf die wagrechte Schwerachse,

h_0 den Abstand der Schwerachsen der Einzelstäbe.

Bei sehr kräftigen Querblechen kann ohne großen Fehler

$$\lambda'^2 = \lambda^2 + \lambda_1{}^2 \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 13\,a)$$

gesetzt werden.

Der Grad der Steifigkeit der Querstege gegen ein seitliches Ausbiegen aus der Stabebene kommt hierin allerdings nicht zum

[1]) „Zentralblatt der Bauverwaltung", 1909.

[2]) „Der Eisenbahnbau", 1911, Heft 9, 11 und 12.

Ausdrucke; wir müssen dieselbe als ausreichend groß voraussetzen. Andere Betrachtungen[1]), die allerdings auf strenge Behandlung des Problems keinen Anspruch erheben können, führen zu Ergebnissen, die sich übereinstimmend durch die Formel ausdrücken lassen:

$$s_k = 1\,226\,\gamma\,\gamma_1\,s \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 14)$$

Es bezeichnet darin

s_k die zulässige Knickbeanspruchung des Rahmenstabes,

γ den Abminderungskoeffizienten entsprechend dem Längenverhältnis $\frac{l}{i}$ des Gesamtstabes,

γ_1 den Abminderungskoeffizienten entsprechend dem Längenverhältnis $\frac{c}{i_1}$ des Einzelstabes.

Für obige Formel läßt sich folgende kurze Herleitung geben. Die Knickfestigkeit des Einzelstabes ist $\sigma_{k_1} = \gamma_1\,\sigma_d$, jene des Gesamtstabes, als Vollstab gerechnet, wäre $\sigma_{k_0} = \gamma\,\sigma_d$. Letztere nimmt nach der Tetmajer-Formel $\left(\text{für } \frac{l}{i} = o\right)$ den Höchstwert $\sigma_0 = 3100$ an, für den Rahmenstab darf dieselbe aber den Knickfestigkeitswert des Einzelstabes σ_{k_1} nicht überschreiten. Der Rahmenstab verhält sich sonach zu dem Vollstabe so, als ob dessen Materialfestigkeit von σ_0 auf σ_{k_1} herabgesetzt wäre, demnach kann auch seine Knickfestigkeit als im gleichen Verhältnis reduziert angenommen werden, d. i.

$$\sigma_k = \sigma_{k_0} \frac{\sigma_{k_1}}{\sigma_0} = \gamma\,\gamma_1 \frac{\sigma_d}{\sigma_0}\,\sigma_d.$$

Mit $\sigma_d = 3800$, $\sigma_0 = 3100$ ergibt sich $\sigma_k = 1{\cdot}226\,\gamma\,\gamma_1\,\sigma_d$, was mit obiger Formel 14) übereinstimmt, wenn anstatt der Festigkeiten die zulässigen Spannungen gesetzt werden.

Bei der Bestimmung von γ_1 ist es zulässig, für c nicht den Achsabstand der Querstege, sondern den Abstand der zunächst stehenden Nieten einzuführen.

---

[1]) Krohn, Zentralblatt der Bauverwaltung 1908. Die dort abgeleitete Formel

$$P = 2\,P_1\left(1 - \frac{1}{136}\,\frac{h_0}{l}\right),$$

worin P die Knicklast des Rahmenstabes, P_1 die nach der Tetmayer-Formel gerechnete Knicklast des Einzelstabes und h_0 den Schwerpunktsabstand der Einzelstäbe bezeichnet, stimmt mit Formel 14) völlig überein.

Dr. R. Saliger, „Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines", 1912, Nr. 1.

Die Formel gibt, obwohl ihr nur ein mehr empirischer Charakter beizumessen ist, ziemlich gute Übereinstimmung mit Versuchswerten[1]), die allerdings bisher noch wenig umfassend sind. Ähnliches gilt auch für die Berechnungsweise nach Engesser (nach Gleichung 13), doch können erst weitere systematische Versuche mit Rahmenstäben verschiedener Konstruktion in die wichtige Frage ihrer richtigen Dimensionierung volle Klarheit bringen.

Die Querverbindungen werden durch die Querkräfte beansprucht, die infolge der Ausbiegung des Stabes auftreten. Wir rechnen diese Querkräfte für die Knicklast, können dann aber die Querverbindungen für eine Inanspruchnahme gleich der Streckengrenze (für Flußeisen 2400 kg/cm^2) dimensionieren. Ist die Ausbiegung, welche unter der Knicklast P eintritt, im Abstande x von der Stabmitte δ_x, so wirkt daselbst ein Moment $P\delta_x$ und eine Querkraft $Q = \frac{dM}{dx} = P\frac{d\delta_x}{dx}$. Nimmt man für die elastische Linie die Gleichung $\delta_x = \delta \cos\frac{\pi x}{l}$ an, worin δ die größte Ausbiegung in der Stabmitte ist, so wird $Q = \frac{\pi\delta}{l} \sin\frac{\pi x}{l} \cdot P$ und der Größtwert von Q bei $x = \frac{l}{2}$ wird $Q_{max} = \frac{\pi\delta}{l} P$. Die Ausbiegung δ ruft eine Randdruckspannung hervor, welche für den Knickzustand gleich der reduzierten Materialfestigkeit des Rahmenstabes $\sigma_{k_1} = \varkappa_1 \sigma_d$ zu setzen ist und sich aus $\sigma_{k_1} = \frac{P}{F} + \frac{P\delta}{W}$ berechnet. Man hat sonach, wenn h die Breite des Stabes,

$$\sigma_k = \varkappa_1 \sigma_d = \frac{P}{F}\left(1 + \frac{\delta}{i^2}\frac{h}{2}\right)$$

und daraus

$$\delta = \left(\frac{\varkappa_1 F \sigma_d}{P} - 1\right)\frac{2 i^2}{h}$$

womit sich ergibt

$$Q_{max} = \frac{2\pi i^2}{h\,l}(\varkappa_1 F \sigma_d - P).$$

---

[1]) Versuche mit Rahmenstäben wurden durchgeführt: Vom „Conservatoire national des arts et metiers" in Paris 1908 (Krohn, „Zentralblatt der Bauverwaltung", 1908); von Dr. F. v. Emperger („Beton und Eisen", 1908, Heft 3 bis 6); in Phönixville, Amerika, 1910, Modellversuche anläßlich des Neubaues der Quebec-Brücke („Der Eisenbau", 1911, S. 309); von der Gutehoffnungshütte mit Druckstäben aus Nickelstahl („Stahl und Eisen", 1911, S. 189); vom Ausschusse für Versuche im Eisenbau des deutschen Eisenbauverbandes, Bericht A, Heft 2, Berlin 1920, J. Springer.

Setzt man hierin nach dem obigen $P = \frac{\sigma_d}{\sigma_0} \nu \, \nu_1 \, F \, \sigma_d$, so wird

$$Q_{\max} = \frac{2 \pi \, i^2}{h \, l} \nu_1 \, F \, \sigma_d \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_0} \nu\right)$$

oder mit der Tetmajerschen Knickziffer

$$1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_0} \nu = 0{\cdot}003678 \, \frac{l}{i}$$

$$Q_{\max} = 0{\cdot}007356 \, \pi \, \sigma_d \, \frac{i}{h} \nu_1 \, F = 87{\cdot}80 \, \frac{i}{h} \nu_1 \, F \quad . \quad . \quad 15)$$

Rechnet man mit dem Größwert von $\nu_1 = 0{\cdot}816$ und setzt man näherungsweise $i = \frac{1}{2} h$, so gibt obige Gleichung

$$Q_{\max} \, kg = 35{\cdot}8 \, F \text{ oder } \frac{F}{28} \text{ Tonnen}$$ [1].

Gegen die Stabmitte nimmt die Querkraft ab; wir wollen sie aber zur Sicherheit gleich groß annehmen, die Querverbindungen durchwegs gleichmachen und nach dieser größten Querkraft bemessen.

Lindenthal (Hellgate-Brücke) benutzt die Regel $Q^{kg} = 21 \, F^{cm^2}$, rechnet aber für diese Kraft die Beanspruchung mit 0·6 der Streckgrenze, was mit obiger Regel völlig übereinstimmt.

Besteht die Verbindung aus Querblechen im Abstande c (Abb. 30)

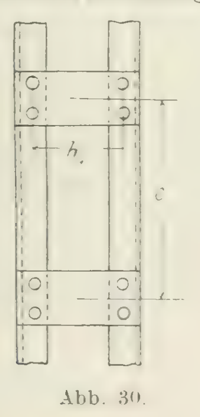


Abb. 30.

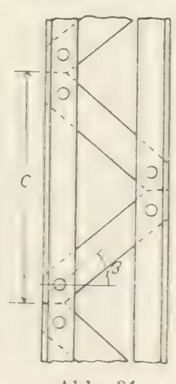


Abb. 31.

so entfällt auf ein Querblech die Scherkraft $T = Q \frac{c}{h_1}$ und ein Biegungsmoment im Nietanschlußquerschnitt $= T h_1$, womit sich die notwendigen Abmessungen der Bleche und der Nietanschlüsse er-

[1] Dieser Wert wird von Krohn angegeben. Er ist etwas zu groß, was aber im Interesse der sicheren Dimensionierung der Querverbindungen nicht unerwünscht ist.

geben. Wird die Verbindung durch Gitterwerk hergestellt (Abb. 31), so sind die Querschnitte der Gitterstäbe aus $Q\sec\frac{\varphi}{2}$ mit Rücksicht auf Knicksicherheit zu bemessen.

1. Beispiel. Es ist die zulässige Belastung eines Druckstabes mit den in Abb. 32 dargestellten Abmessungen zu berechnen. Die freie Knicklänge

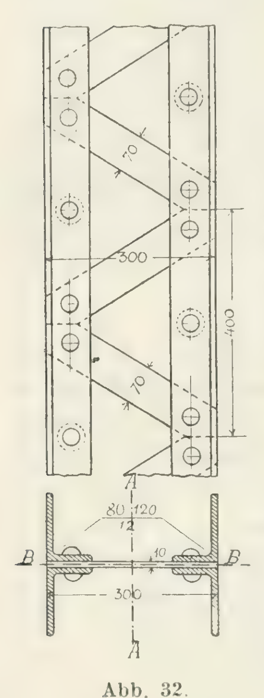


Abb. 32.

für die Ausbiegung ⊥ zur Achse AA sei 650 *cm*
" " " ⊥ " " BB " 455 *cm*.

Es ist die Querschnittsfläche

$$F = 90\cdot4\ cm^2$$

das Trägheitsmoment auf die Achse AA

$$J = 15.607\ cm$$

sohin

$$i = 13\cdot14\ cm$$

das Längenverhältnis des Vollstabes $\lambda = \frac{650}{13\cdot14} = 49\cdot5$.

Diesem entspricht nach der Tabelle (S. 70) ein Abminderungskoeffizient

$$\eta = 0\cdot667.$$

Für den Halbstab ist auf seine zu AA parallele Schwerachse bezogen

$$J_1 = 233\cdot9, \quad \text{sohin } i_1 = 2\cdot27\ cm,$$

bei dem Abstande $c = 40\ cm$ das Längenverhältnis daher

$$\lambda_1 = \frac{40}{2\cdot27} = 17\cdot6$$

und dementsprechend nach der Tabelle $\eta_1 = 0\cdot763$.

Mit $s = 880\ kg\ cm^2$ wäre sonach die zulässige Beanspruchung des Stabes nach Formel 14)

$$s_k = 1\cdot226\ .\ 0\cdot667\ .\ 0\cdot763\ .\ 880 = 549\ kg\ cm^2$$

und die aufzunehmende Druckkraft mit Berücksichtigung der halben Nietschwächung ($2\cdot2\ cm\ .\ 2\cdot4\ cm = 5\cdot3\ cm^2$)

$$P = 549\ .\ 85\cdot1 = 46.720\ kg.$$

Nach der Berechnungsweise von Engesser hätte man in Formel 13) für J_2 das Trägheitsmoment zweier Gitterstäbe ($70 \times 10\ mm$), also

$$J_2 = \frac{1}{6}\ 7^3 = 57\cdot2 \quad \text{und} \quad \frac{c\ h\ F}{J_2} = \frac{40\ .\ 30\ .\ 90\cdot4}{57\cdot2} = 1896$$

zu setzen, erhielte sonach

$$\lambda'^2 = 49\cdot5^2 + 17\cdot6^2 + 1896 = 4656$$

$\lambda' = 68\cdot2$ und dafür den entsprechenden Abminderungskoeffizienten $\eta' = 0\cdot611$.

Mit dem Beiwerte 0·95 würde sonach die aufzunehmende Druckkraft

$$P = 0\cdot95\ .\ 0\cdot611\ .\ 880\ .\ 85\cdot1\ cm^2 = 44\cdot070\ kg$$

was mit dem oben berechneten Werte ziemlich übereinstimmt.

Untersucht man noch die Steifigkeit ⊥ zur Achse BB, so ergibt sich: Trägheitsmoment $J_B = 3168$, sonach $i = 5\cdot92\ cm$. Knicklänge $l = 455$, daher $\frac{l}{i} = 76\cdot8$,

wofür der Abminderungskoeffizient $\eta = 0{\cdot}586$ ist. Damit ergibt sich die zulässige Belastung $P' = 0{\cdot}586 \,.\, 880 \,.\, 85{\cdot}1 = 43.884\ kg$, sonach etwa kleiner als P, es kommt daher das Ausknicken nach der Achse $B\,B'$ in Frage.

2. Beispiel. Der in Abb. 33 dargestellte Druckstab habe nach beiden Achsenrichtungen eine freie Knicklänge $l = 600\ cm$. Auf die Achse $A\,A$ bezogen ist

$$J = 28583,$$

daher bei der Querschnittsfläche $F = 131\ cm^2$

$$i = 14{\cdot}77\ cm$$

$$\lambda = \frac{600}{14{\cdot}77} = 40{\cdot}6,$$

wofür $$\eta = 0{\cdot}694.$$

Der Halbstab gibt auf seine zu $A\,A$ parallele Schwerachse

$$J_1 = 348{\cdot}45,$$

$$i_1 = 2{\cdot}303\ cm$$

und bei einem Abstande der Querbleche $c = 50\ cm$

$$\lambda_1 = \frac{50}{2{\cdot}303} = 21{\cdot}7,$$

wofür

$$\eta_1 = 0{\cdot}751.$$

Mit $s = 880\ kg/cm^2$ wird sonach die zulässige Knickspannung nach Formel 14)

$$s_k = 1{\cdot}226 \,.\, 0{\cdot}694 \,.\, 0{\cdot}751 \,.\, 880 = 563\ kg/cm^2.$$

Der nutzbare Querschnitt ist mit Abzug zweier Nietlöcher $122{\cdot}2\ cm^2$, sohin die zulässige Belastung der Strebe

$$P = 563 \,.\, 122{\cdot}2 = 68790\ kg.$$

Abb. 33.

Für das Ausknicken senkrecht zur Achse $B\,B$ ist zu rechnen: $J = 16123$, $i = 11{\cdot}09\ cm$, daher $\lambda = 600 : 11{\cdot}09 = 54$; hiefür ist nach der Tabelle $\eta = 0{\cdot}654$, sohin $s_k = 0{\cdot}654 \,.\, 880 = 577\ kg/cm^2$. Es kommt sonach, da dieser Wert der zulässigen Knickspannung größer ist als der oben berechnete, nur das Ausknicken senkrecht zur Achse $A\,A$ in Frage.

Nach Formel 15) wird die größte Querkraft im Moment des Ausknickens

$$Q = 87{\cdot}82 \,.\, 0{\cdot}751 \,.\, \frac{14{\cdot}77}{43}\, 131 = 2976\ kg,$$

demnach die auf ein Querblech entfallende Schubkraft

$$T = \frac{1}{2}\, Q \frac{c}{h_1} = \frac{1}{2}\, 2976 \,.\, \frac{50}{35} = 2126\ kg.$$

Auf eine der beiden im Abstande $a = 9\ cm$ stehenden Anschlußnieten kommt eine Kraft

$$N = \frac{1}{2}\, T \frac{h_1}{a} = 4133\ kg,$$

was bei $20\ mm$ Nietdurchmesser eine Scherbeanspruchung von $1320\ kg/cm^2$ und einen Lochleibungsdruck von $2067\ kg/cm^2$ ergibt. Die Biegungsbeanspruchung des

Querbleches folgt bei einem Widerstandsmoment des durch zwei Nieten geschwächten Querschnittes $W' = 26{\cdot}5$ mit

$$\sigma = \frac{T h_1}{W'} = \frac{2126 . 35}{26{\cdot}5} = 2848,$$

liegt sonach bereits über der Streckgrenze. Die Querbleche wären daher zu verstärken oder zu verbreitern.

Druckstäbe mit veränderlichem, von den Enden gegen die Stabmitte zunehmenden Trägheitsmomente können angenähert mit Einführung eines Trägheitsmomentes J' berechnet werden, das sich aus $J_{mittel} + \frac{1}{20} J_{max}$ bestimmt. J_{mittel} erhält man, wenn man die Kurve der über der Stablängsachse aufgetragenen Trägheitsmomente in ein flächengleiches Rechteck verwandelt. Besteht der Stab aus zwei an den Enden aneinanderliegenden, in der Stabmitte auseinandergebogenen Formeisen, so kann für J' das Trägheitsmoment im Viertel der Stablänge gesetzt werden.

Allgemeiner und exakter ist nachstehender Berechnungsvorgang nach Vianello[1]) und Engesser[2]): Man nimmt nach Gutdünken eine (verzerrt gezeichnete) Kurve als Linie der Ausbiegung des Stabes an. Es ist diesbezüglich zu beachten, daß sich ein Stab von konstantem Trägheitsmomente nach einer Sinuslinie, ein Stab, dessen Querschnitts-Trägheitsmoment von der Stabmitte gegen die Enden parabolisch bis auf Null abnimmt, nach einer Parabel ausbiegt. Bei stärkerer Abnahme der Trägheitsmomente erhält die Biegungslinie an den Enden eine über die Parabel hinausliegende stärkere Krümmung; man wird aber im allgemeinen bei den hier in Betracht kommenden Stabformen die Parabel als erste Annahme der Biegungslinie gelten lassen können. Für die in der Stabachse wirkenden Kräfte sind die Biegungsmomente den Ordinaten der Biegungslinie proportional, wobei auch der allgemeinere Fall behandelt werden kann, daß solche Axialkräfte nicht nur an den Stabenden, sondern auch an Zwischenpunkten der Stabachse angreifen. Die diesen Momenten M entsprechende elastische Linie läßt sich aber als Seilkurve für die Gewichte $M : E J$ verzeichnen. Ist f_0 die Pfeilhöhe der angenommenen Biegungslinie, f jene der aus den Momenten konstruierten Biegungslinie, so ist die vorhandene Knicksicherheit $n = f_0 : f$. Dabei ist allerdings eine vollkommene Affinität der beiden Kurven vorausgesetzt, die infolge der willkürlichen Annahme der ersten Biegungslinie

[1]) Vianello, Der Eisenbau, 1905.

[2]) Engesser, Über Knickfestigkeit von Stäben veränderlichen Trägheitsmomentes. „Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines", 1909.

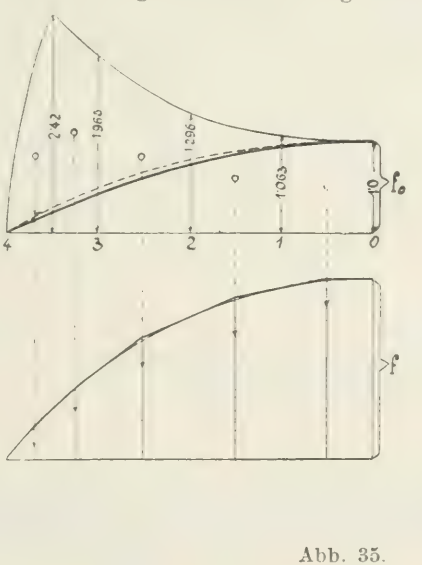
nicht vorhanden sein kann. Man erhält einen etwas richtigeren Wert der Knicksicherheit, wenn für das Verhältnis der Pfeilhöhen jenes der Flächen beider Kurven gesetzt wird. Reduziert man beide Kurven auf die gleiche Pfeilhöhe, so läßt sich der Grad ihrer Übereinstimmung beurteilen. Bei größerer Abweichung wäre die Untersuchung auf Grund der ermittelten Biegungslinie zu wiederholen, doch wird dies meist entbehrlich sein.

Beispiel. Es ist die Tragkraft des in Abb. 34 dargestellten Stabes zu ermitteln. Länge 8 m, gelenkige Lagerung der Enden. Trägheitsmomente in den Querschnitten

	0	1	2	3	4
$J =$	13·029	11.513	7.536	2.897	1.184
$\frac{J_0}{J} =$	1	1·132	1·729	4·50	11·00

Wir nehmen als Biegungslinie eine Parabel an mit der Pfeilhöhe $f_0 = 1\ m$ und ermitteln die Ordinaten der Belastungsfläche aus $y \frac{J_0}{J}$ (Abb. 35). Für diese Belastungsfläche wurde mit einer Polweite $p = 5\ m^2$ die Seilkurve gezeichnet. Ihre Pfeilhöhe ergibt sich mit $f = 1\cdot99\ m$. Es ist sonach $\frac{f_0}{f} = \frac{1}{1\cdot99} = 0\cdot502$, wofür wir aber besser das Verhältnis der Flächen beider Kurven $\frac{5\cdot373}{11\cdot00} = 0\cdot485$ setzen. Reduziert man die Pfeilhöhe der Seilkurve auf 1 m, so erkennt man die Abweichung von der ursprünglich parabolisch angenommenen Biegungslinie, welche jedoch so gering ist, daß eine Wiederholung der Untersuchung unterbleiben kann. Es be-

Abb. 34.



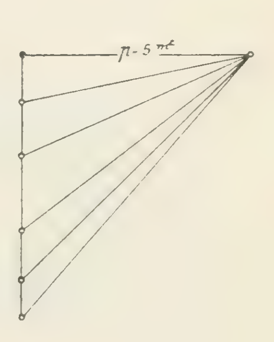


Abb. 35.

rechnet sich sonach die Knicklast mit $P = \frac{E J_0}{p} \frac{f_0}{f}$ oder mit Einführung eines mittleren Trägheitsmomentes J' mit $P = \frac{\pi^2 E J'}{l^2}$. Daraus folgt

$$J' = \frac{1}{\pi^2} \frac{l^2}{p} \frac{f_0}{f} J_0 = \frac{64}{9{\cdot}87 \,.\, 5} \,.\, 0{\cdot}485 \,.\, J_0 = 0{\cdot}628 \, J_0 = 8182,$$

also nur um weniges größer als das Trägheitsmoment J_2 im Viertel der Stablänge. Mit $F = 81{\cdot}28 \, cm^2$ folgt $i = \sqrt{\frac{J'}{F}} = 10{\cdot}03$, daher $\frac{l}{i} = \frac{800}{10} = 80$, wofür der Abminderungskoeffizient $\eta = 0{\cdot}576$. Für das einzelne [-Eisen ist $J = 245{\cdot}7$, $i = 2{\cdot}46$, die freie Knicklänge rund $40 \, cm$, daher $\frac{l}{i} = 15$, wofür $\eta_1 = 0{\cdot}771$. Es beträgt sonach die zulässige Beanspruchung des Rahmenstabes nach Gleichung 14)

$$s_k = 1{\cdot}226 \, \eta \, \eta_1 \, s = 1{\cdot}226 \,.\, 0{\cdot}576 \,.\, 0{\cdot}771 \,.\, s = \mathbf{0{\cdot}544} \, s.$$

Nach der zweiten Achse ist $i = 8{\cdot}5$, daher $\frac{l}{i} = \frac{800}{8{\cdot}5} = 94$, wofür $\eta = 0{\cdot}538$, sohin

$$s_k = \mathbf{0{\cdot}538} \, s.$$

Der Stab hat demnach nach beiden Achsen annähernd das gleiche Tragvermögen und würde bei $s = 850 \, kg/cm^2$ eine Last von $0{\cdot}538 \,.\, 850 \,.\, 81{\cdot}28 = 37{\cdot}12 \, t$ aufnehmen können.

Für Druckstäbe aus Nickelstahl leitet Ing. Dr. Schaller[1]) aus den Versuchen mit Nickelstahlstäben der Gutehoffnungshütte ($\sigma_d = 6050 \, kg/cm^2$) die Knickfestigkeit ab mit

$$\sigma_k = 4550 - 23 \frac{l}{i}$$

und aus den Versuchen der Brückenbauanstalt Phönix in Phönixville mit amerikanischem Nickelstahl[2]) ($\sigma_d = 5900 \, kg/cm^2$) mit

$$\sigma_k = 4820 - 22 \frac{l}{i}.$$

Der Abminderungskoeffizient wäre hienach zu setzen

für deutschen Nickelstahl $\varkappa = 0{\cdot}752 - 0{\cdot}0038 \frac{l}{i}$,

„ amerikanischen „ $\varkappa = 0{\cdot}816 - 0{\cdot}0037 \frac{l}{i}$.

Die Knickfestigkeit von Rahmenstäben aus deutschem Nickelstahl wäre dementsprechend nach der Formel $\sigma_k = 1{\cdot}33 \, \varkappa \, \varkappa_1 \, \sigma_d$ zu berechnen.

[1]) „Eisenbau", 1912, Nr. 5.

[2]) Homann, Druckversuche an ganzen Probestäben aus Nickelstahl für die neue Quebec-Brücke, „Zentralblatt der Bauverwaltung", 1911, Nr. 14.

Die Druckglieder der Quebec-Brücke aus Nickelstahl wurden mit dem Abminderungskoeffizienten $\varkappa = 0{\cdot}890 - 0{\cdot}0036 \frac{l}{i}$ gerechnet (siehe Tabelle S. 67).

Die Spannungszahlen für die Druckstäbe der Hellgate-Brücke (siehe Tabelle S. 66) sind nach drei Skalen abgestuft, je nachdem der Querschnitt geschlossen, halb offen oder offen (geteilt) ist.

III. Kapitel. Nietverbindungen, genietete Stäbe und Blechträger.

§ 10 Nietverbindungen und Stabanschlüsse.

Bei einseitigem Anschlusse eines Stabes A an den Teil B (Abb. 36) durch sogenannte einschnittige Nieten tritt ein Biegungsmoment

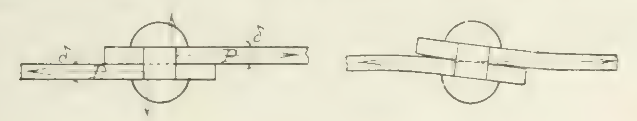


Abb. 36.

auf, welches die verbundenen Teile abzubiegen sucht und auch auf die Haltkraft der Nieten ungünstig wirkt, da der dadurch hervorgerufene Druck auf die Nietköpfe eine Lockerung der Nieten herbeiführen kann. Mit der größeren Dicke der vernieteten Teile oder bei einer sie trennenden Zwischenplatte (Abb. 37), also überhaupt mit der Länge des Nietbolzens nimmt diese Wirkung zu; man wird die Zahl der Nieten dann reichlicher bemessen müssen, um ihre Beanspruchung herabzusetzen. Es läßt sich aber auch bei einschnittigen Nieten eine Biegungsbeanspruchung vermeiden, wenn dieselben so angeordnet werden, daß der Schwerpunkt sämtlicher Nietschnittflächen in die Schwerachse des Stabes fällt (Abb. 38).

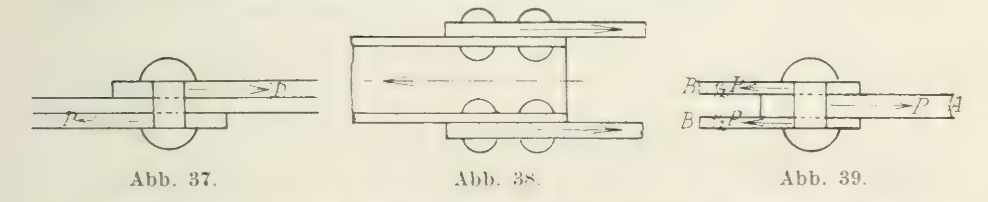


Abb. 37. Abb. 38. Abb. 39.

Zweischnittig ist eine Niete dann, wenn zur Trennung der Verbindung der Nietbolzen in zwei Querschnitten abgeschert werden muß (Abb. 39). Bezeichnet s_1 die zulässige Scherbeanspruchung des Nietes, so ist die aufzunehmende Kraft

des einschnittigen Nietes $P = \frac{\pi d^2}{4} s_1$

„ doppelschnittigen „ $P = \frac{\pi d^2}{2} s_1$.

Letztere Gleichung gilt allerdings mit der Einschränkung, daß beide Teile des Stabes B den gleichen Widerstand leisten, also annähernd gleich stark sind.

Mit Rücksicht auf die zulässige Druckbeanspruchung s_2 im Nietloche (Lochleibungsdruck) muß aber auch $P \leqq d \delta s_2$ sein; der Scherwiderstand der Nieten kommt sonach nur zur Ausnutzung, wenn

bei einschnittigen Nieten $\frac{d}{\delta} \leqq \frac{4}{\pi} \frac{s_2}{s_1}$

„ zweischnittigen „ $\frac{d}{\delta} \leqq \frac{2}{\pi} \frac{s_2}{s_1}$.

Mit $s_1 = 700\, kg/cm^2$, $s_2 = 1600\, kg/cm^2$ ergibt sich hienach, daß die Tragkraft der Nieten zu rechnen ist:

einschnittig

aus dem Scherwiderstand mit $P' = \frac{\pi}{4} d^2 s_1$ solange $d < 2{\cdot}91\, \delta$

„ „ Leibungsdruck „ $P'' = d \delta s_2$ wenn $d > 2{\cdot}91\, \delta$

doppelschnittig

aus dem Scherwiderstand mit $P' = \frac{\pi}{2} d^2 s_1$ solange $d < 1{\cdot}46\, \delta$

„ „ Leibungsdruck „ $P'' = d \delta s_2$ wenn $d > 1{\cdot}46\, \delta$.

In nachstehender Tabelle ist für die verschiedenen Nietdurchmesser d und Blechstärken δ die Tragkraft eines Nietes mit $s_1 = 700\, kg/cm^2$ und $s_2 = 1600\, kg/cm^2$ berechnet

Tragkraft P einer Niete in Tonnen.

d	f cm^2	einschnittig			doppelschnittig										
		6 7	8	≥ 9	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	≥ 18
12	1·131		0·792		1·344	1·53					1·583				
16	2·011		1·407		1·792	2·048	2·304	2·560				2·815			
18	2·545		1·781		2·016	2·304	2·592	2·880	3·168	3·456			3·563		
20	3·142		2·199		2·240	2·560	2·880	3·200	3·520	3·840	4·160		4·399		
23	4·155	2·576	2·908		2·576	2·944	3·312	3·680	4·048	4·416	4·784	5·152	5·520	5·817	
26	5·309	2·912	3·328	3·716	2·912	3·328	3·744	4·160	4·576	4·992	5·408	5·824	6·240	6·656	7·433

Ist S die von den Nieten aufzunehmende Stabkraft und P die aus obiger Tabelle folgende Tragkraft e i n e s Nietes, so ist unter Annahme gleichmäßiger Verteilung der Kraft auf sämtliche Nieten, deren Anzahl aus

$$n = \frac{S}{P} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 16)$$

zu bestimmen. Die Annahme der gleichen Kraftverteilung ist aber im allgemeinen nicht begründet und bei mehreren, in der Kraftrichtung hintereinander stehenden Nieten (Abb. 40) auch gewiß nicht erfüllt. Denken wir uns die Nietbolzen als vollkommen starr, so werden überhaupt nur die äußersten Nietreihen allein tragen und die dazwischen liegenden Nieten keine Kraft aufnehmen. Infolge der Formänderung der Nieten tritt allerdings ein teilweiser Ausgleich ein.

Es sei (Abb. 40) bei drei Nietreihen αS der auf die äußeren Reihen entfallende Kraftanteil, dann kommt auf die mittlere Nietreihe $(1 - 2\alpha) S$. In dem oberen Stab wirkt zwischen der Nietreihe I und II die Kraft $(1 - \alpha) S$, in dem unteren Stab die Kraft αS. Diese Kräfte verursachen Längenänderungen, die bei gleichem Querschnitte der beiden Stäbe im Verhältnis der Kräfte stehen und gleich $k (1 - \alpha) S$, beziehungsweise $k \cdot \alpha S$ gesetzt werden können. Aber auch die

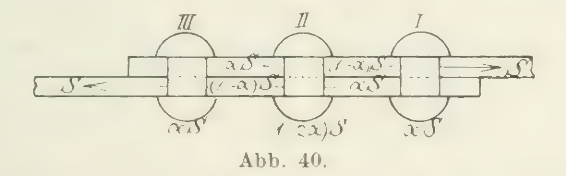


Abb. 40.

Nieten werden Verschiebungen erfahren, die den auf sie einwirkenden Kräften proportional sind, also $k_1 \alpha S$, beziehungsweise $k_1 (1 - 2\alpha) S$. Der Unterschied in der Verschiebung der Nieten muß dem Unterschied in den Längenänderungen der Stabteile I II entsprechen, daher $k (1 - \alpha) S - k \alpha S = k_1 \alpha S - k_1 (1 - 2\alpha) S$, woraus sich ergibt

$$\alpha = \frac{k + k_1}{2k + 3k_1}.$$

Für $k_1 = k$ würde $\alpha = \frac{2}{5}$, die Nietkräfte werden sonach $\frac{2}{5} S$, $\frac{1}{5} S$, $\frac{2}{5} S$.

Nur für $k_1 = \infty$ oder $k = 0$, d. h. wenn die Verschiebung der Nieten unendlich mal größer ist, als die Dehnung der Stäbe, würde mit $\alpha = \frac{1}{3}$ gleiche Verteilung der Stabkraft auf die drei Nietreihen eintreten.

In gleicher Weise erhält man für vier hintereinanderstehende Nietreihen (Abb. 41)

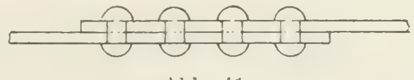


Abb. 41.

$$\alpha = \frac{2k - k_1}{4(k + k_1)}$$

demnach für $k = k_1$

$\alpha = \frac{3}{8}$; es hätte sonach die erste Nietreihe die Kraft $\frac{3}{8}S$, die zweite bloß $\frac{1}{8}S$ aufzunehmen.

Die Ungleichmäßigkeit in der Beanspruchung der Nieten ist um so größer, je mehr Nietreihen hintereinander stehen. Man soll daher tunlichst die Regel beobachten, zur Festhaltung eines Stabteiles nicht mehr als fünf Nietreihen hintereinander anzuordnen, besonders wenn die Nieten nicht versetzt werden.

Die Kraftverteilung in den Nietverbindungen ist durch Versuche noch nicht hinreichend klargestellt[1]). Wie aber die Erfahrung lehrt, ist es praktisch zulässig, die Nietverbindungen unter der Annahme gleicher Kraftverteilung zu berechnen, nur wird es sich empfehlen, die darnach (nach Formel 16) bestimmte Nietzahl bei wichtigen Stabanschlüssen um etliche Nieten bis zu etwa 10% zu vergrößern.

Da die Scherfestigkeit der Nieten zu etwa $^4/_5$ der Zugfestigkeit des Flußeisens, demnach auch die zulässige Scherbeanspruchung in gleichem Verhältnis der Zugbeanspruchung angenommen werden kann, so ergibt sich, daß für voll beanspruchte Stäbe der Nietanschluß auch nach der Regel: Gesamtscherfläche der Nieten = $^5/_4$

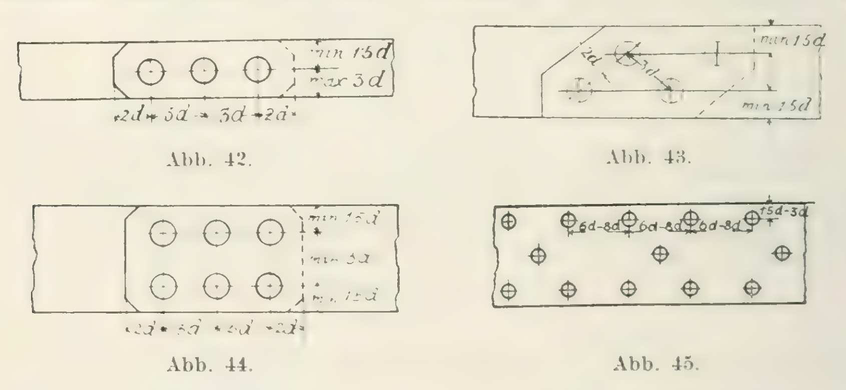


Abb. 42. Abb. 43.

Abb. 44. Abb. 45.

Nutzquerschnitt des Stabes bemessen werden kann. Voraussetzung dabei ist, daß der Leibungsdruck nicht in Frage kommt, daß also der Nietdurchmesser bei einschnittigen Nieten kleiner als die rund 3fache, bei doppelschnittigen Nieten kleiner als die rund 1·5fache Stabdicke ist.

[1]) Theoretische Untersuchungen hierüber liefert Ing. Arnovlevic: Kraftverteilung in genieteten Stäben. „Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst", 1908. Inanspruchnahme der Anschlußnieten elastischer Stäbe „Zeitschrift für Architektur und Ingenieure", 1909. Hannover.

Die Nieten erhalten bei dem Durchmesser d einen Mindestabstand von 3 d, im Notfalle von $2^1/_2$ d. Die zur Endbefestigung eines Stabes dienenden Kraftnieten werden in der Regel mit dem Abstande von 3 bis 4 d ausgeteilt, um die Anschlußstelle möglichst kurz zu bekommen. Der Abstand vom Blechrande soll in der Kraftrichtung nicht unter 2 d, senkrecht zur Kraftrichtung nicht unter 1·5 d betragen. Der Randabstand soll aber auch nicht größer als 3 d sein, wenn man einen dichten Randschluß erzielen will. Stäbe, deren Breite größer als 5 bis 6 d ist, haben daher versetzte oder mehrreihige Nieten zu erhalten (Abb. 43, 44).

Heftnieten erhalten in Druckgliedern einen Abstand von 6 bis 8 d, bei gezogenen Stäben von 10 bis 12 d. Man kann diesen Abstand auch von der Blechstärke δ abhängig machen und für Druckstäbe etwa 12 bis 15 δ, für Zugstäbe 20 δ annehmen; bei steifen Profilen auch noch um die Hälfte bis aufs Doppelte größer. Es brauchen auch nur die Nieten der Randreihen zur Erzielung eines dichten Fugenschlusses so nahe gesetzt zu werden, die Nieten der mittleren Reihen können weitere Abstände erhalten (Abb. 45).

Winkeleisen mit Schenkelbreiten bis 120 *mm* erhalten eine Nietreihe, die gewöhnlich in die Mitte des inneren Schenkels gesetzt



Abb. 46. Abb. 47. Abb. 48.

wird (Abb. 46), zuweilen auch in die Mitte des äußeren Schenkels, um sie der Randfuge näher zu bringen (Abb. 47). Bei Schenkelbreiten über 120 *mm* werden in zwei Reihen versetzte Nieten angeordnet (Abb. 48). Ihr Abstand vom Rande, sowie von der inneren Schenkelfläche soll nicht unter $1^1/_2$ d sein. In der Praxis sind gewisse Streichmaße oder Wurzelmaße, das sind Abstände der Nietreihen vom äußeren Scheitelpunkte des Winkels gebräuchlich, welche in nachstehender Tabelle angegeben sind.

		Schenkelbreite												
		60	65	70	75	80	90	100	110	120	130	140	150	160
Größter Nietdurchmesser . .		16	20	20	23	23	23	26	26	26	26	26	26	26
Streichmaß	a	33	35	40	43	45	50	55	60	45	50	50	60	60
	b	—	—	—	—	—	—	—	—	80	90	100	110	115

Die in den Schenkeln eines Winkels einander gegenüber stehenden Nieten erfordern für das Ansetzen des Döppers einen gewissen kleinsten Abstand e nach der Längsrichtung des Winkels (Abb. 49), der nachstehend angegeben ist.

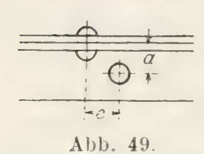


Abb. 49.

	Schenkelbreite	60	65	70	75	80	90	100	110	120	130	140	150	160
	Wurzelmaß	33	35	40	43	45	50	55	60	45	50	50	60	60
Nietdurchmesser d 16	$e =$	25	20	15	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0
18		25	25	20	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20			30	25	25	15	0	0	0	15	15	0	0	0
23						25	15	0	0	25	25	15	0	0
26								20	0	35	35	30	20	20

Bei der Austeilung der Kraftnieten, die zur Befestigung eines Stabes dienen, sind folgende Regeln zu beachten:

1. Man gruppiere die Nieten so, daß ihr Schwerpunkt möglichst in die Schwerachse des Stabes fällt. Dies wird erreicht, wenn sie symmetrisch oder wenigstens in gleicher Zahl zu beiden Seiten der Stabachse angeordnet werden. Eine Abweichung von dieser Regel würde eine ungleiche Spannungsverteilung im Querschnitt des Stabes zur Folge haben.

2. Es ist unzweckmäßig, in der Kraftrichtung mehr als 5 Nieten hintereinander zu stellen.

3. Man stelle in die erste Reihe wenig Nieten, um die Schwächung des Stabes gering zu erhalten, vergrößere aber die Nietzahl in den folgenden Reihen nur um je einen Niet.

Ist S die Stabkraft, welche wir über n Nieten gleichmäßig verteilt denken, so daß ein Niet die Kraft $P = \frac{1}{n} S$ aufnimmt, ist ferner n_1 die Zahl der Nieten in der ersten Reihe, n_2 jene der zweiten Reihe (Abb. 50), so wird die Spannung eines Zugstabes

im Querschnitt I . . $S : (b - n_1 d)\,\delta$

„ „ II . . $(S - n_1 P) : (b - n_2 d)\,\delta$

und es muß, um I als nutzbaren Querschnitt annehmen zu können,

$$\frac{S}{b - n_1 d} < \frac{S - n_1 P}{b - n_2 d}$$

oder

$$n_2 - n_1 = \frac{n_1}{n}\left(\frac{b}{d} - n_1\right)$$

sein. Für $n_2 - n_1 = 1$ müßte hienach $\frac{b}{d} = \frac{n}{n_1} + n_1$ sein, was zumeist, aber nicht immer der Fall ist. Nur bei Erfüllung dieser Bedingung ist der Nutzquerschnitt eines Zugstabes aus dem Vollquerschnitt mit Abzug der in der ersten Reihe liegenden Nietlöcher zu berechnen. Ist $\frac{b}{d} < \frac{n}{n_1} + n_1$ so ist für die Tragkraft des Stabes der durch die zweite Nietreihe geführte Schnitt maßgebend und es ist dessen Beanspruchung aus der um die Tragkraft der Nieten der ersten Reihe verminderten Stabkraft, d. i. für $S\left(1 - \frac{n_1}{n}\right)$ zu berechnen. Die geringste Schwächung erhält man, wenn in die erste Reihe nur e i n

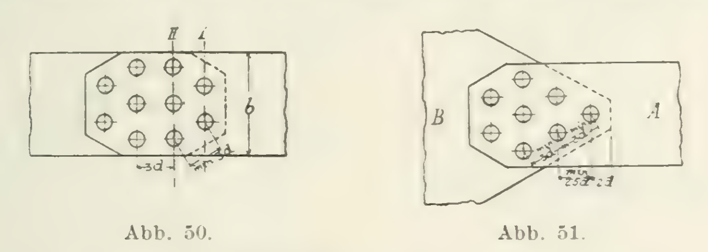


Abb. 50. Abb. 51.

Niet gesetzt wird (Abb. 51), was zur Erzielung zweckmäßiger Gruppierung auch veranlassen kann, einen oder zwei Nieten zuzugeben. Hat der Teil B, an den der Stab A anschließt, in der letzten Nietreihe einen größeren Querschnitt als A, so kann er auch eine größere Schwächung erleiden, es können sonach auch mehr Nieten in diese Reihe gesetzt werden.

Natürlich darf aber ein durch die erste Nietreihe gelegter schiefer Schnitt keine kleinere nutzbare Querschnittsfläche ergeben, als der normal zur Stabachse geführte Schnitt, was insbesondere bei Anschlüssen nach Art der Abb. 52 zu berücksichtigen kommt.

Wie bereits bemerkt wurde, ist eine gleichmäßige Verteilung der Stabkraft über sämtliche Befestigungsnieten in Wirklichkeit nicht zu erreichen; die Endnieten werden immer stärker beansprucht, als die mittleren Nieten. Man erzielt aber eine gleichmäßigere Beanspruchung, wenn der Querschnitt des Stabendes nach Maßgabe seiner Festhaltung durch die Nieten verjüngt wird. Flachstäbe werden daher an ihren Enden abgeschrägt.

Liegen die zu verbindenden Teile bündig, so erfolgt der Anschluß durch beiderseitige Laschen (Abb. 53). Diese haben zusammen

mindestens die gleiche Querschnittsfläche zu erhalten, wie der angeschlossene Stab A; in der Regel ist sie aber etwas größer, so daß im gefährlichen Querschnitt (II) der Lasche auch mehr Nieten stehen können als in jenem (I) des Stabes.

Neuestens ist man durch systematische, in entsprechend großem Maßstabe durchgeführte Versuche bemüht, die Frage der Festigkeit der Nietanschlüsse auf eine sicherere Erfahrungsbasis zu stellen und die dafür in Anwendung stehenden Regeln zu überprüfen. In dieser Beziehung sind die bereits oben (S. 33) erwähnten, vom Verein der deutschen Brücken- und Eisenbaufabriken veranlaßten Versuche hervorzuheben, welche in der Materialprüfungsanstalt zu Groß-Lichterfelde durchgeführt wurden. Eine Serie dieser Versuche betraf die Feststellung des Einflusses verschiedener Anordnungen der Nietgruppen auf den Gleitwiderstand und die Festigkeit der Verbindung. Die Versuchsstücke waren Universaleisen von 500 *mm* Breite und

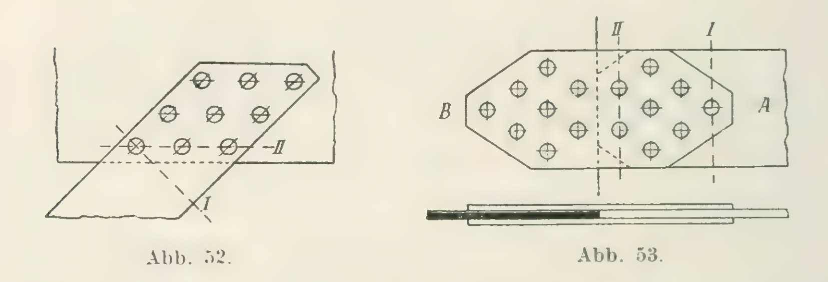


Abb. 52. Abb. 53.

24 *mm* Dicke, deren Enden an doppelte, je 15 *mm* starke Laschen mit je 15 Nieten angeschlossen waren. Die Nieten waren (nach Abb. 54, 55 und 56) entweder rechteckig, dreieckig oder rautenförmig gruppiert. Bei der rechteckigen Nietgruppe wurden 21 *mm* starke Nieten, bei den beiden anderen Nietgruppen 23 *mm* starke Nieten verwendet. Für den Nutzquerschnitt des Universaleisens kamen bei der ersten Anordnung fünf Nietlöcher, bei den anderen nur ein Nietloch in Abzug. Bei den Laschen waren überall fünf Nietlöcher in Abzug zu bringen, sie waren jedoch überdimensioniert, so daß ihre Festigkeit nicht in Frage kam. Es betrug

		I	II	III
Nutzquerschnitt des Stabes	F	94·8	114·5	114·5 cm^2
Gesamtscherfläche der Nieten	F_1	104·0	124·6	124·6 cm^2
Lochleibungsfläche des Stabes	F_2	75·6	82·8	82·8 cm^2
	$F_1 : F$	1·097	1·088	1·088 cm^2
	$F_2 : F$	0·797	0·723	0·723 cm^2

Es erscheint sonach die Regel $F_1 = \frac{5}{4} F$ hier nicht eingehalten und es war daher von vornherein anzunehmen, daß sich die Festigkeit der Nieten geringer herausstellen mußte, als die Festigkeit des Stabes. Tatsächlich sind sämtliche neun Probestäbe durch Abscheren der Nieten zum Bruche gekommen, wobei Form und Art des Anschlusses keinen nennenswerten Einfluß auf die Festigkeit der Verbindung ergeben hat. Die Mittelwerte der aus der Bruchlast gerechneten Spannungen betrugen

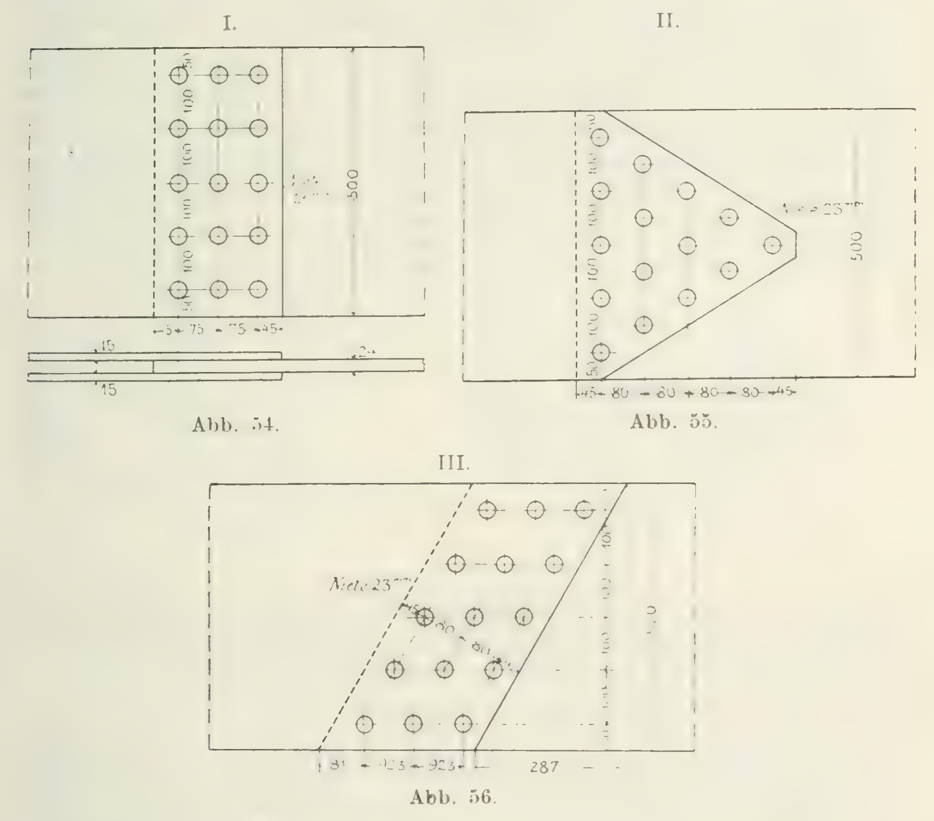


Abb. 54. Abb. 55. Abb. 56.

bei den Versuchsstäben	I	II	III
Scherspannung der Niete	3000	2830	2930 kg/cm^2
Spannung im Stabe (Nutzquerschnitt)	3280	3060	3190 kg/cm^2

Die Zerreißfestigkeit des Universaleisens wurde an daraus gefertigten Probestäben mit im Mittel 3620 kg/cm^2 bei 35% Dehnung erhoben, womit die Tatsache, daß in den Stäben selbst kein Bruch erfolgte, im Einklange steht. Auch der Gleitbeginn konnte bei allen drei Stabanschlüssen bei annähernd gleicher Spannung beobachtet werden. Letztere betrug im Mittel:

	I	II	III
Scherspannung in den Nieten bei Gleitbeginn	620	523	593 kg/cm^2.

Der dreieckige Anschluß erscheint hienach allerdings mit den kleinsten Durchschnittswerten behaftet, doch sind die Einzelbeobachtungen ziemlich weit auseinander liegend und zum Teil beträchtlich höher, so daß sich die Frage, ob der Dreiecksanschluß in der vorliegenden Anordnung tatsächlich einen etwas geringeren Widerstand gegen Gleiten bietet, danach mit Sicherheit nicht beantworten läßt.

Bei Zugstäben, welche aus mehreren durch Heftnieten verbundenen Teilen bestehen, bestimmt sich der nutzbare Querschnitt, falls nicht die Endbefestigung oder Stoßdeckung eine größere Schwächung bedingt, durch den Abzug der Nietlöcher in dem die meisten Nieten enthaltenden Querschnitten der Einzelteile. Die darauf bezüglichen Versuche Professor Rudeloffs haben aber ergeben, daß der Abstand der versetzten Nieten auf die Zugfestigkeit der Flacheisen und Winkeleisen nicht ohne Einfluß ist. Die geprüften Versuchsstäbe sind in ihrem mittleren Teile in den Abb. 57, 58 u. 59 dargestellt. Der Längs-

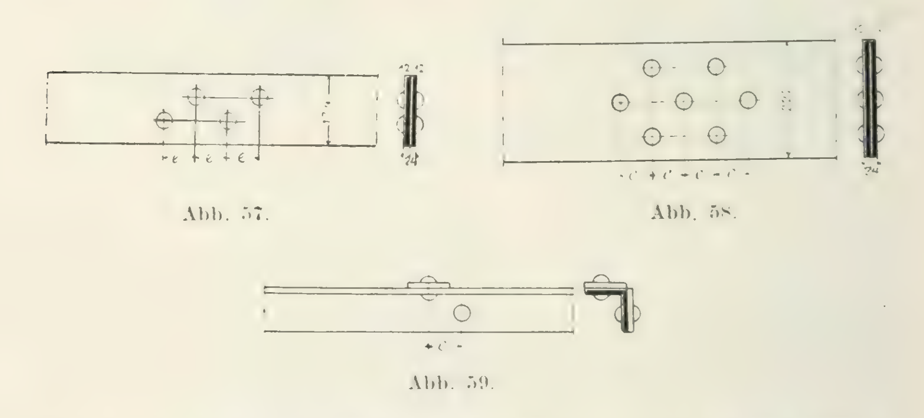


Abb. 57.

Abb. 58.

Abb. 59.

abstand e der durchwegs 23 mm starken Nieten betrug bei den Stäben mit vier Nieten 5, 5·5, 6, 6·5, 7, 7·5, 8 cm, bei jenen mit sieben Nieten 4, 5, 6, 7. 8 cm und die gleiche Verschiedenheit in den Längsabständen wurde auch den Nieten in den Winkeleisen gegeben. Es ergab sich, daß die Streckgrenze der Stäbe innerhalb des durch die eingezogenen Nieten geschwächten Teiles (bis zu 10%) geringer ist als die Streckgrenze des Materials, sofern der Längsabstand e der Nietmitten unter 6 cm beträgt. Wird derselbe aber größer als 6 cm gewählt, so steigt die auf den geschwächten Querschnitt bezogene Streckgrenze der Stäbe (bis um 5%) über die des Materials, und zwar um so mehr, je größer e ist. Die auf den Nutzquerschnitt bezogene Bruch-

festigkeit der durch Nietlöcher geschwächten Stäbe war bei dem Längsabstand $e = 5-6$ *cm* gleich der Materialfestigkeit und nahm mit wachsenden e (bis zu 15%) zu. Ähnliches ergab sich für die Winkelstäbe mit offenen oder mit durch Nietbolzen ausgefüllten Nietlöchern. Die Streckgrenze sowohl wie die Bruchfestigkeit des Winkelstabes lag bei dem Längsabstand e der Lochmitten bis 5·5 *cm* unter, bei den größeren Längsabständen etwas über den gleichartigen Werten für das Material.

Man kann hieraus die Regel folgern, daß auch bei versetzten Nieten der Längsabstand der Lochmitten nicht unter $2^1/_2$ Nietdurchmesser oder unter der fünffachen Stabdicke gewählt werden soll.

Für Druckstäbe braucht die Nietschwächung nicht in Rücksicht gezogen zu werden, wenn eine volle Ausfüllung der Nietlöcher durch die Nietbolzen angenommen wird. Wie aber schon oben (Seite 74)

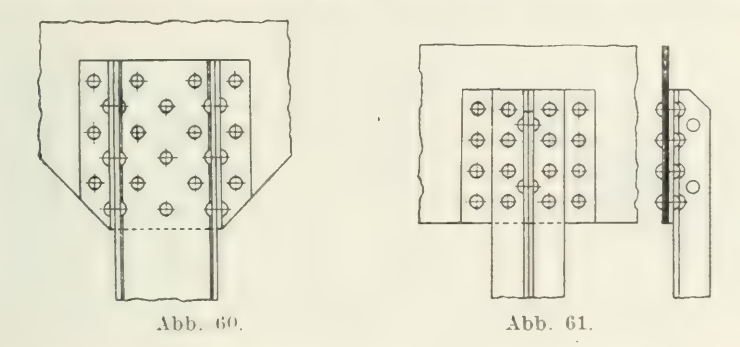


Abb. 60. Abb. 61.

bei Berechnung der Stäbe auf Knickung angegeben wurde, empfiehlt es sich, die Nietschwächung wenigstens teilweise, etwa mit der Hälfte, von dem tragenden Querschnitt in Abzug zu bringen. Die Regel, in die erste Reihe der Befestigungsnieten möglichst wenige zu stellen, ist hier nicht so unbedingt zu beobachten; von besonderer Wichtigkeit ist aber für Druckstäbe eine zur Stabachse symmetrische Gruppierung der Nieten, um exzentrische Beanspruchungen zu vermeiden.

Winkel- oder [-Eisen mit voll ausgenütztem Querschnitt sollen womöglich mit beiden Flanschen angeschlossen werden, wozu Hilfswinkel dienen (Abb. 60), die mit soviel Nieten festzuhalten sind, als es die auf die Flansche entfallende Kraft erfordert.

Werden bei Zugstäben diese Hilfswinkel weggelassen und wird nur ein Flansch angenietet, so ist der abstehende Flansch nicht voll, sondern höchstens zur Hälfte in den nutzbaren Querschnitt des Stabes einzurechnen. Bei Druckstäben kommt für die Knickung zwar der volle Querschnitt nur in der Stabmitte in

Frage, doch kann sich auch hier zur Erzielung besserer zentrischer Kraftübertragung die Anbringung solcher Anschlußwinkel empfehlen.

Es kommt häufig vor, daß die zu verbindenden Teile nicht unmittelbar aufeinander liegen, sondern einen Zwischenraum von einer Blechstärke haben, der durch ein Futterblech ausgefüllt wird. Wird in diesem Falle das Futterblech nicht durch besondere Vernietung an einem der beiden Stäbe festgehalten (Abb. 61), so müssen außer den durch das Futterblech gehenden Anschlußnieten noch genügend Nieten vorhanden sein, welche die beiden Stäbe direkt verbinden (Abb. 62), da sonst die Befestigungsnieten Biegungsspannungen aufzunehmen hätten. Futterbleche werden notwendig, wenn der Teil *B*, an den der Stab *A* anzuschließen ist, eine durch Bleche oder Winkeleisen abgesetzte Fläche hat. Wollte man sie ersparen, so müßte der Stab *A* abgebogen, gekröpft, werden (Abb. 63). Solche Kröpfungen sind in hellrot warmem Zustande durch Pressen oder unter dem Dampfhammer über einem entsprechenden Gesenke

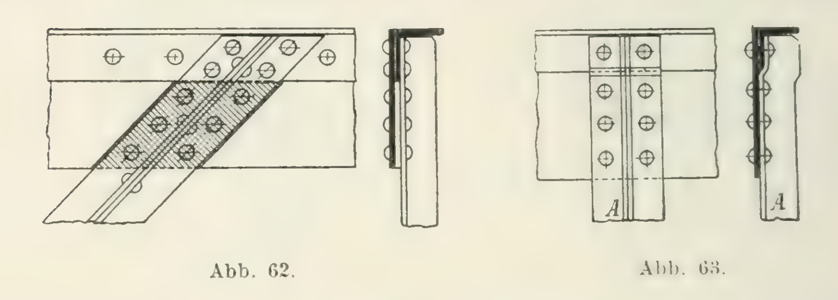


Abb. 62. Abb. 63.

herzustellen. Die in der Nähe der Kröpfung stehenden Nieten werden aber immer ungünstig beansprucht und man wird bei gekröpftem Eisen daher stets einen Nietzuschlag geben. Keilfutter (s. S. 41) sind den scharfen Kröpfungen vorzuziehen. Im allgemeinen ist es ratsam, Kröpfungen bei Stabanschlüssen nach Möglichkeit zu vermeiden.

Besteht der anzuschließende Stab aus mehreren übereinander liegenden Blechen oder aus Blechen und Formeisen, so empfiehlt es sich, den Stab nicht in seiner ganzen Stärke bis ans Ende zu führen, da hiebei auf keine auch nur einigermaßen gleiche Verteilung der Kraft auf sämtliche Nieten gerechnet werden könnte und diese wegen der großen Nietschaftlänge auch stark auf Biegung beansprucht würden. Man soll in diesem Falle den Stabquerschnitt womöglich absetzen und jeden Teil des Stabes durch die auf seinen Querschnitt entfallende Nietzahl festhalten.

Der in Abb. 64 dargestellte Zugstab hat bei 136·6 cm^2 voller, 118·1 cm^2 nutzbarer Fläche eine Kraft von 95 t aufzunehmen. Zu seiner Festhaltung sind $\frac{95}{3 \cdot 716} = 26$ einschnittige Nieten von 26 mm Durchmesser erforderlich. Hievon entfallen nach den Querschnittsflächen je 7 Nieten auf die beiden Bleche und 12 Nieten auf das [-Eisen. Der Anschluß ist an drei 12 mm starke Bleche von 450 mm Breite, sonach bei Abzug von drei Nietlöchern von 133.9 cm^2 nutzbarer Fläche, durchgeführt.

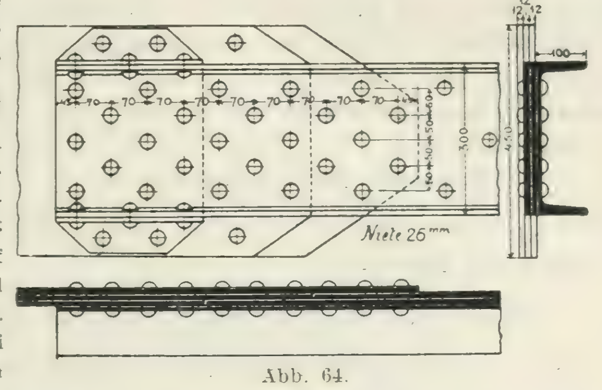


Abb. 64.

§ 11. Stoßverbindungen.

Die Stoßverbindungen und Stoßdeckungen von Stäben und von den sie zusammensetzenden Blechen und Formeisen erfolgen in der Regel durch Flacheisen oder Blechlaschen, die womöglich zu beiden Seiten des gestoßenen Teiles anzubringen sind. Für die Stoßdeckung von Winkeleisen werden häufig auch Winkeleisenlaschen verwendet. Als Regel gilt die direkte Stoßdeckung, bei der die Lasche unmittelbar über dem gestoßenen Teile liegt, doch ist man häufig auch zur indirekten Stoßdeckung genötigt, wo die Decklasche von dem gestoßenen Bleche durch Zwischenplatten getrennt ist.

In der Stoßdeckung wird zwischen gezogenen und gedrückten Stäben kein Unterschied gemacht und bei letzteren in der gewöhnlichen Ausführung auf keine Druckübertragung in den Stoßflächen gerechnet. Abweichend davon hat Lindenthal bei der Hellgate-Brücke die Stöße in den rund 5 cm starken Stegblechen der Bogengurte in der Art ausgebildet, daß sich die bis 3·1 m breiten Bleche mit gehobelten Flächen aber nur im mittleren Drittel ihrer Breite satt berühren, wodurch größere Kantenpressungen bei der Formänderung des Bogens vermieden sind. Die Verlaschung hat dann nur zwei Drittel des gestoßenen Bleches zu decken, wonach die Nietzahl bestimmt wurde.

In normaler Ausführung erhalten aber die Stoßlaschen sowohl bei Zug- wie bei Druckstäben mindestens den gleichen nutzbaren Querschnitt wie der gestoßene Stab.

Die einseitige Deckung (Abb. 65) ist ungünstig und nach Möglichkeit zu vermeiden, da durch die Verschiebung der Schwerachsen von Stab und Lasche ein Moment auftritt, welches die Lasche oder

die Nieten auf Biegung beansprucht. Sie läßt sich aber nicht umgehen, wenn das gestoßene Blech auf anderen durchgehenden Stabteilen aufliegt, wie dies bei den Gurtplatten der Blechträger und der Gurtungen der Fachwerksträger der Fall ist. Die Nieten sind einschnittig, wogegen sie bei der beiderseitigen Verlaschung (Abb. 66) zweischnittig sind.

Die Nietanzahl rechnet sich aus der Stabkraft S und der Tragkraft P eines Nietes, welch letztere der Tabelle auf S. 86 zu entnehmen ist, mit $n = \frac{S}{P}$.

Ist der Stab so hoch beansprucht, daß seine Spannung gleich $\frac{5}{4}$ der zulässigen Scherspannung der Nieten oder der Hälfte des zulässigen Leibungsdruckes gesetzt werden kann, so kann die Zahl n der Nieten auf einer Seite des Stoßes auch nach der Regel bestimmt werden:

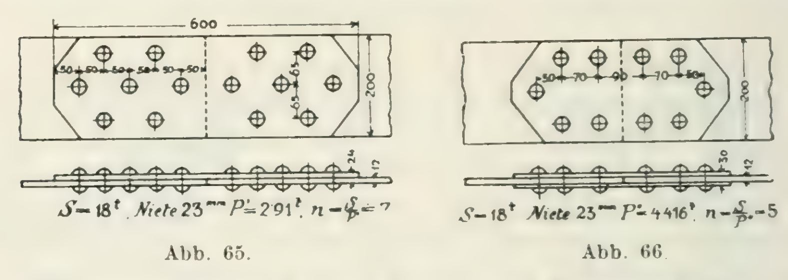


Abb. 65. Abb. 66.

Bei einschnittigen Nieten: Summe der Nietquerschnitte gleich $\frac{5}{4}$ der nutzbaren Fläche F_n des gestoßenen Stabes

$$n\,f = \frac{5}{4}\,F_n \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 17)$$

bei zweischnittigen Nieten, für welche der Leibungsdruck in Frage kommt, sobald der Nietdurchmesser $d \geqq 1{\cdot}46\,\delta$ (wenn δ die Stärke des gestoßenen Bleches)

$$n = \frac{F_n}{2\,d\,\delta} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 18)$$

Hinsichtlich der Gruppierung der Nieten, der Nietabstände und der Verjüngung der Stab- und Laschenenden gilt das oben für die Nietverbände im allgemeinen Gesagte.

Es kann vorkommen, daß die beiden Laschen nicht gleiche Querschnittsfläche erhalten können. Ist F_1 die Fläche der einen, F_2 jene der anderen Lasche, S die Stabkraft, n die Zahl der durch beide Laschen hindurchgehenden zweischnittigen Nieten, n_1 die Zahl der einschnittigen Nieten in der Lasche I, n_2 jene in der Lasche II, bezeichnet ferner P'' die Tragkraft einer zweischnittigen, P' jene

einer einschnittigen Niete, so dienen zur Berechnung der notwendigen Nietanzahl die Gleichungen

$$\frac{1}{2} P'' n + P' n_1 = \frac{F_1}{F_1 + F_2} S$$

$$\frac{1}{2} P'' n + P' n_2 = \frac{F_2}{F_1 + F_2} S.$$

In dem Beispiele der Abb. 67 hat die gestoßene Gurtplatte 600 × 12 mm = 72 cm^2. Die aufzunehmende Kraft ist $S = 61\ t$. Die Deckung erfolgt durch ein

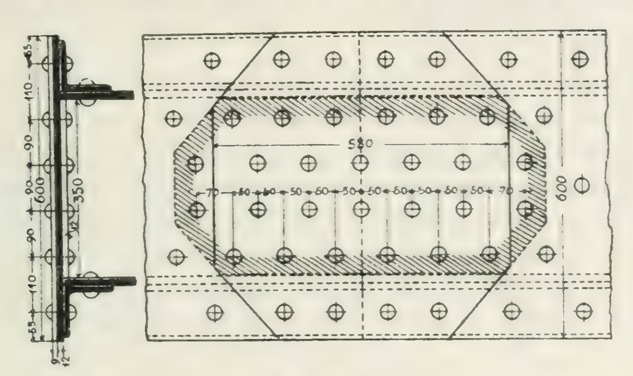


Abb. 67.

oberes Stoßblech von 600 × 9 mm, mit $F_1 = 54\ cm^2$, und ein unteres Blech von 350 × 12 mm mit $F_2 = 42\ cm^2$. Vernietung mit 23 mm Nieten, für welche nach der Tabelle (S. 86) $P' = 2{\cdot}91$ und $P'' = 4{\cdot}416\ t$ ist. Es sind zehn durch beide Laschen gehende, zweischnittige Nieten angeordnet. Auf die obere Lasche entfällt eine Kraft von $\frac{54}{96} . 61 = 34{\cdot}3\ t$, auf die untere eine solche von $26{\cdot}7\ t$. Demnach ist

$$P' n_1 = 34{\cdot}3 - 5 \,.\, 4{\cdot}416 = 12{\cdot}2\ t, \quad \text{sonach} \quad n_1 = \frac{12{\cdot}2}{2{\cdot}91} \doteq 4$$

$$P' n_2 = 26{\cdot}7 - 5 \,.\, 4{\cdot}416 = 4{\cdot}6\ t, \quad ,, \quad n_2 = \frac{4{\cdot}6}{2{\cdot}91} \doteq 2.$$

Dementsprechend sind noch vier, beziehungsweise zwei einschnittige Nieten anzuordnen.

Bei der mittelbaren Deckung werden die Stoßnieten um so ungünstiger beansprucht, je mehr trennende Zwischenplatten vorhanden und je stärker diese sind. Es tritt infolge des vergrößerten

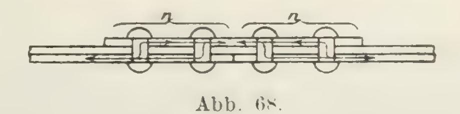


Abb. 68.

Abstandes der scherenden Kräfte ein Moment auf, welches die Nieten auf Biegung beansprucht (Abb. 68).

Wollte man dies vermeiden, so müßten auch die Zwischenplatten gestoßen, die Stoßstellen aber so weit auseinander gerückt werden, daß zwischen ihnen die zur Kraftübertragung von dem unteren in

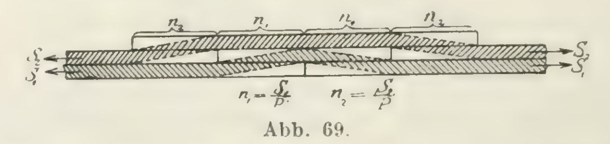


Abb. 69.

das obere Blech erforderliche Anzahl Nieten untergebracht werden kann (Abb. 69).

Jede Zwischenplatte erhielte dann je zwei symmetrisch liegende Stöße und zur Deckung dient eine gemeinsame Lasche, deren Querschnitt natürlich dem Querschnitt des stärksten der gestoßenen Bleche entsprechen müßte. Die Stöße in den Zwischenplatten brauchen aber nicht wirklich vorhanden zu sein, sie können auch bloß gedacht sein, wenn nur beiderseits des Stoßes die dem Gesamtquerschnitt der Bleche entsprechende Nietanzahl vorhanden ist.

In der Praxis wird aber diese überreich bemessene und wegen der großen Laschenlänge unwirtschaftliche Stoßdeckung nicht ausgeführt und darauf gerechnet, daß die Kraftübertragung zum Teil auch durch den Biegungswiderstand der Nieten erfolgt. Man legt aber gerne und mit Vorteil die Stöße der Bleche

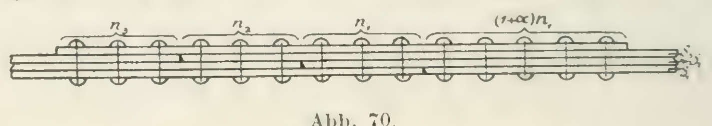


Abb. 70.

zusammen und versetzt sie so weit, daß sie durch eine gemeinsame Lasche gedeckt werden können (Abb. 70). Über den Stoß des untersten Bleches hinaus werden hier nicht so viele $(n_1 + n_2 + n_3 \ldots)$ Nieten gegeben, wie vor diesem Stoße, jedenfalls aber mehr als für die unmittelbare Stoßdeckung dieses Bleches (n_1) erforderlich wären. Es empfiehlt sich die Zahl dieser Nieten von der Anzahl m der Zwischenplatten (in Abb. 70 ist $m = 2$) abhängig und $= (1 + \alpha)\, n_1$ zu machen. Für α wäre etwa die Annahme

$$\alpha = \frac{2\, m}{3 + m}$$

als passend zu bezeichnen.

Eine amerikanische Regel lautet: Dort wo die Stoßlaschen nicht unmittelbar auf dem gestoßenen Teil liegen, ist die Zahl der Nieten auf jeder Seite des Stoßes um je $^1/_3$ für jede dazwischen liegende Platte zu vermehren. Nieten mit einer Schaftlänge von mehr als vier Nietdurchmesser erhalten für je 3 *mm* Mehrlänge 1% Zuschlag zur Nietzahl.

Die Stöße in Winkeleisen werden entweder mittels zweier Flacheisen (Abb. 71) oder mittels Winkeleisen (Abb. 72) gedeckt. Der Querschnitt der Flacheisen ist etwas größer zu halten als der des gestoßenen Winkeleisens, da in jedem der beiden Flacheisen ein Nietloch in Abzug zu bringen ist. Die Stoßdeckungswinkel sind entweder von dem gleichen Kaliber, wie der gestoßene Winkel, oder man verwendet das nächst kleinere Profil mit entsprechend größerer

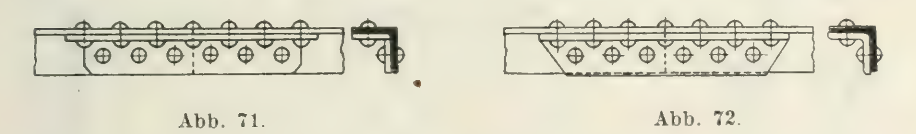


Abb. 71. Abb. 72.

Schenkelstärke. Die scharfe Ecke des Deckwinkels ist zu bearbeiten, so daß sie in die Ausrundung des gestoßenen Winkels hineinpaßt. Bei nach aufwärts gekehrten Winkeln dürfen die senkrechten Schenkel der Stoßwinkel nicht vorstehen; sie sind abzuhobeln, so daß keine Wasserrinnen gebildet werden. Die Nieten sind einschnittig und es rechnet sich die Zahl der Nieten auf einer Seite des Stoßes aus $n = \frac{S}{P'}$ oder nach der Durchschnittsregel

$$n\,f = \frac{5}{4}\,F.$$

Sind zwei Winkel zu stoßen, so können entweder beide Stöße in denselben Querschnitt gelegt oder es können die Stöße soweit

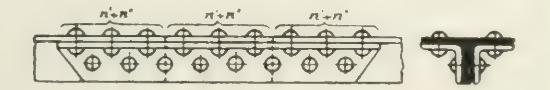


Abb. 73.

versetzt werden, daß jeder Stoß durch die beiderseitigen Stoßdeckwinkel gedeckt ist (Abb. 73). Die Nieten sind alsdann zum Teil zweischnittig, ihre Anzahl in jedem Laschenabschnitt berechnet sich aus $n'\,P' + n''\,P'' = S$ oder bei der nutzbaren Fläche F_n eines Winkels und der Schenkeldicke δ aus $F_n = \frac{4}{5}\,n'\,f + n''\,2\,d\,\delta$. Wegen der zum Teil indirekten Stoßdeckung wird man 1 oder 2 Nieten zugeben. Die Stoßdeckwinkel können hier ein schwächeres Kaliber erhalten, da beide zusammen den Querschnitt des gestoßenen Winkels ersetzen.

Bei Stößen in zusammengesetzten Stäben achte man darauf, daß durch die Stoßlage und die Stoßdeckungen die Schwer-

achse des Stabes nicht allzusehr verschoben wird, da dies größere Biegungsspannungen im Stabe zur Folge hätte. Es empfiehlt sich daher, die symmetrisch zur Stabachse gelegenen Teile im selben Querschnitt zu stoßen. Beim ┐|┌-Querschnitt ist es besser, die beiden Winkel an derselben Stelle zu stoßen, als ihre Stöße zu versetzen; bei einem Querschnitt nach Abb. 74 lege man die Stöße der äußeren Winkeleisen a, ebenso jene der inneren Winkeln i in denselben

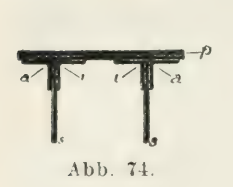


Abb. 74.

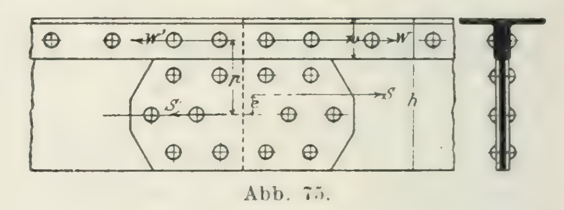


Abb. 75.

Querschnitt; letztere können ihren Stoß gegen a versetzt und nach Abb. 73 gedeckt haben. Desgleichen sind die beiden Stegbleche s im gleichen Querschnitte zu stoßen. Bei den Gurtblechen p, die nur einseitig zu decken sind, ist eine geringe Verschiebung der Stabschwerachse allerdings nicht zu vermeiden.

Die Deckung des Stegbleches eines ┐|┌-Querschnittes erfolgt durch beiderseitige Laschenbleche, die in der Regel nur bis an die Winkeleisen reichen und demnach auch eine Verschiebung der Schwerachse bewirken (Abb. 75). Damit ist eine Erhöhung der Winkeleisenspannung im Stoßquerschnitt verbunden, welche die Größe

$W' - W = \frac{c}{p} S = \frac{w}{h} S$ annimmt, wenn S die im Stegblech wirkende

Kraft, w die Winkelschenkelbreite bezeichnet. Diese erhöhte Beanspruchung der Winkel läßt sich durch zugelegte Flacheisen vermeiden (Abb. 76); weniger empfehlenswert ist es, die Laschenbleche über die Winkeleisen zu kröpfen, obwohl man dies auch selbst bei neueren Brücken zuweilen ausgeführt findet. (Straßen- und Wehrbrücke über die Moldau bei Mieřowitz.)

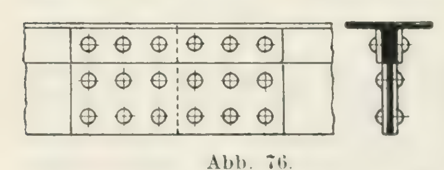


Abb. 76.

Eine einwandfreie Stoßdeckung läßt sich erzielen, wenn man mit dem Stegblech auch zugleich die Winkeleisen unterbricht und einen sogenannten Universalstoß anordnet (Abb. 77). Die beiderseitigen Decklaschen des Stegbleches können dann über dessen ganze Breite reichen; die Winkel sind auf die Länge dieser Laschenbleche unterbrochen und durch darüber genietete Stoßwinkel gedeckt. Zur Vermeidung von Kröpfungen müssen die Laschenbleche die gleiche

Stärke wie die Winkelschenkel erhalten, oder es sind Futterbleche zu geben, die aber über die Stoßdeckwinkel hinaus zu verlängern sind. Liegt auf den Winkeln noch ein Kopfblech, so kann auch dieses

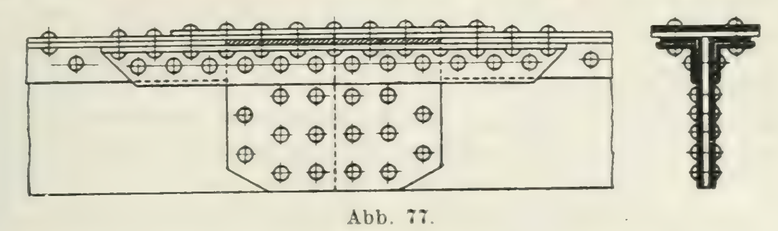


Abb. 77.

im gleichen Querschnitt mit dem Stegblech gestoßen werden; zur Deckung dient eine obere Decklasche, sowie ein unteres Blech, welches den Zwischenraum zwischen Kopflamelle und Stoßwinkel ausfüllt. Letztere Zwischenlagen sind natürlich auch dann notwendig, wenn das Kopfblech nicht gestoßen wird.

Besteht der Steg aus zwei Blechen, so können entweder beide in einem Querschnitt gestoßen und durch beiderseitige Laschenbleche von mindestens gleicher Querschnittsfläche wie beide Stegbleche zusammen, gedeckt werden, oder man versetzt die beiden Stegblechstöße so weit, daß zwischen ihnen die für die einfache Deckung erforderlichen zweischnittigen Nieten Platz finden (Abb. 78).

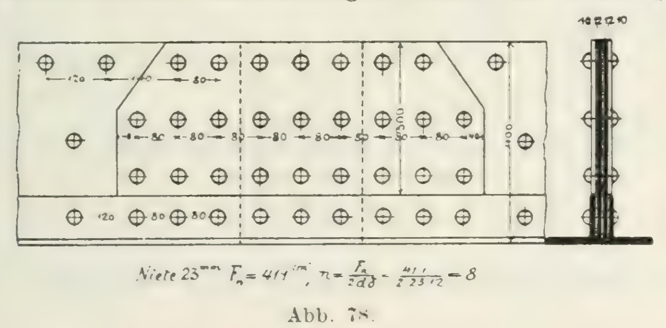


Abb. 78.

Man kommt in diesem Falle mit etwas schwächeren Laschen aus, doch wird ihre Länge größer.

Nach den gleichen Grundsätzen ist auch die Stoßdeckung anders gestalteter Querschnitte, wie sie Abb. 79 zeigt, durchzuführen und werden dafür im weiteren bei der konstruktiven Durchbildung der Fachwerksträger noch Beispiele gegeben werden.

Die bisher behandelten Stabanschlüsse und Stoßdeckungen betreffen Stäbe mit reiner Achsialbeanspruchung oder auch solche Nietanschlüsse, bei welchen eine gleichmäßige Verteilung der Kraft über den Querschnitt des Stabes angenommen werden kann. Ist aber

im Stoßquerschnitt ein Moment wirksam, so ist diese Annahme nicht mehr richtig, die Kraft verteilt sich ungleichmäßig, sie nimmt mit dem Abstande von der neutralen Achse zu.

Es sei ein Flacheisen zu stoßen (Abb. 80), auf welches im Stoßquerschnitt ein Biegungsmoment M einwirkt. In den zum Stoß parallelen Nietreihen stehen je n Nieten in gleichen Abständen e. Es seien auf einer Seite des Stoßes m Reihen vorhanden, also im ganzen $m\,n$ Nieten. Die auf einen Niet entfallende Kraft ist proportional seinem Abstande y von der neutralen Achse $= p\,y$; ihr Moment auf diese Achse bezogen sonach $= p\,y^2$. Das Moment sämtlicher Nietkräfte ergibt

$$M = 2\,m \sum_{0}^{\frac{n-1}{2}e} p\,y^2 = 2\,m\,p\left(1 + 2^2 + \cdots \left(\frac{n-1}{2}\right)^2\right) e^2 = \frac{1}{12}\,m\,n\,(n^2-1)\,e^2 p.$$

Abb. 79.

Abb. 80

Die von einem Randniet aufzunehmende Kraft ist

$$P = p\,\frac{n-1}{2}\,e$$

oder in Verbindung mit der vorhergehenden Gleichung

$$P = \frac{6\,M}{m\,n\,(n+1)\,e}.$$

Setzt man $(n+1)\,e = h'$, wobei $h' = \frac{n+1}{n-1}\,h''$ oder näherungsweise $h' = h$ angenommen werden kann, so wird

$$P = \frac{1}{m\,n}\,\frac{6\,M}{h'} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 19)$$

Daraus ergibt sich, wenn für P die Tragkraft eines Nietes gesetzt wird, die erforderliche Anzahl $m\,n$ der auf einer Seite des Stoßes stehenden Nieten.

Wirkt auf den Stab auch eine achsiale Kraft S, die man über sämtliche Nieten gleichmäßig verteilt annehmen kann, so ist

$$P = \frac{1}{m\,n}\left(S\,6 + \frac{M}{h'}\right) \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 20)$$

Hat der Stoßquerschnitt ein Moment M und eine Querkraft Q aufzunehmen, so wird bei gleichmäßiger Verteilung der letzteren über sämtliche Anschlußnieten die größte Nietkraft

$$P = \frac{1}{m\,n}\sqrt{Q^2 + \left(\frac{6\,M}{h'}\right)^2} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 21)$$

Allgemein ergibt sich die Regel:

Die Wirkung eines Biegungsmomentes im Anschluß- oder Stoßquerschnitt eines Stabes ist derart zu berücksichtigen, daß man das um das $\frac{n+1}{n-1}$ fache vergrößerte sechsfache Moment, geteilt durch die von den Nieten eingenommene Stabbreite, als achsiale Kraft einführt und mit den übrigen auf den Stab einwirkenden Kräften zusammensetzt. Die resultierende Kraft bestimmt die Gesamtzahl der Anschlußnieten; letztere sind gleichmäßig über die Stabbreite zu verteilen.

Beispiel. Der in Abb. 81 dargestellte Konstruktionsteil soll einen Stegblechstoß erhalten in einem Querschnitte, auf welchen eine Querkraft $Q = 25\ t$ und ein Biegungsmoment $M = 20\ tm$ einwirkt.

Es handelt sich hier zunächst darum, jenen Teil der Querkraft und des Momentes zu bestimmen, den das Stegblech aufzunehmen hat. Das Moment verteilt sich im Verhältnis der auf die gemeinsame Schwerachse bezogenen Trägheitsmomente der Querschnittsflächen der verbundenen Teile. Es ist das Trägheitsmoment des Stegbleches

$$J_1 = \frac{1}{12}\,100^3 \,.\, 1 = 83333,$$

das Trägheitsmoment des Gesamtquerschnittes $J = 250585$. Es entfällt sohin auf das Stegblech ein Moment $M_1 = \frac{J_1}{J}\,M = 6{\cdot}65\ tm$.

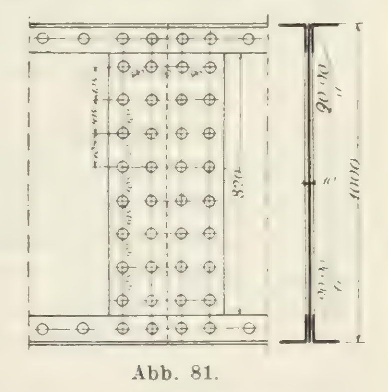


Abb. 81.

Von der Querkraft nehmen die Randwinkel nur einen sehr geringen Teil auf, der Hauptanteil entfällt auf das hohe Stegblech. Man kann letzteren bei der Winkelschenkelbreite w und der Stegblechhöhe h beiläufig mit $Q' = \left(1 - \frac{w}{2\,h}\right) Q$ annehmen und erhält im vorliegenden Falle $Q' = 0{\cdot}95 \quad Q = 23{\cdot}75\ t$.

Werden die in den Winkeleisen stehenden Nieten zur Stoßdeckung nicht mitgerechnet, so ist in die obige Formel 21) zunächst angenähert $h' = 82\ cm$ einzusetzen und man erhält

$$P = \frac{1}{m\,n}\sqrt{(23\cdot75)^2 + \left(6\,.\,\frac{665}{82}\right)^2} = \frac{1}{m\,n}\,54\cdot2\;t.$$

Bei Anwendung von 20 *mm* Nieten (doppelschnittig bei 10 *mm* Stegblechstärke) ist nach der Tabelle (S. 86) $P = 3\cdot20\;t$, sohin folgt die Nietzahl

$$m\,n = \frac{54\cdot2}{3\cdot2} \sim 18.$$

Die Nieten werden in zwei Reihen angeordnet. Führt man sonach mit $n = 9$ den verbesserten Wert $h' = \frac{n+1}{n}\,h = \frac{10}{9}\,82 = 91\;cm$ in Formel 21) ein, so ergibt sich $P = \frac{1}{m\,n}\cdot 49\cdot8$, mithin $m\,n = 16$, so daß auch zwei Reihen zu je 8 Nieten genügen. Ihr lotrechter Abstand wird 10·5 *cm*.

§ 12. **Die Vollwandträger oder Blechträger.**

Die günstigste Querschnittsgestaltung für einen massiven, auf Biegung beanspruchten Träger führt bekanntlich auf die I-Form, bei der zwei Gurtungsflanschen durch einen senkrechten Steg verbunden sind. Diese Querschnittsform läßt sich aus Winkeleisen und Blechen zusammensetzen und liefert dann den vollwandigen oder Blechträger (Abb. 82). Ein solcher besteht aus dem Stegblech oder Steg des Trägers, aus den diesen Steg säumenden Gurtwinkeln und nach Erfordernis auch noch aus Horizontalblechen, Lamellen oder Gurtplatten (Kopf- und Fußblechen), welche auf die Schenkel der Winkel genietet werden.



Abb. 82.

Vollwandige Balkenträger, oder Blechträger schlechtweg, erhalten einen zur horizontalen Schwerachse symmetrischen Querschnitt, also beide Gurtungen gleich dimensioniert. Bei Blechbogen ist diese Symmetrie nicht durchwegs vorhanden; hier können sich aus der Beanspruchung oben und unten verschieden starke Gurtplatten ergeben.

Im nachstehenden wird zunächst nur der für die Anwendung wichtigere Blechbalken behandelt. Dieser kommt für die Fahrbahnträger (Quer- und Längsträger) der eisernen Brücken fast ausschließlich, dann aber auch für die Hauptträger von Brücken bis zu etwa 20 bis 25 *m* Spannweite, den sogenannten Blechbrücken, zur Verwendung. Er hat gegenüber den Gitter- oder Fachwerksträgern den Vorteil größerer Einfachheit in der Herstellung und demzufolge billigeren Preises der Gewichtseinheit, und sein geschlossener Querschnitt ist auch für die Aufnahme der Stoßwirkungen und für die

Erhaltung günstiger. Die amerikanischen Ingenieure bevorzugen daher auch den Vollwandträger für Einzelöffnungen bis zu 30 *m* Spannweite, doch ist etwa 20 bis 25 *m* die Grenze, von welcher an ein Fachwerksträger bereits wirtschaftlich vorteilhafter wird. Man ist an diese Grenze der Blechträgerspannweiten, beziehungsweise an eine Maximalhöhe der Träger von 2 bis 2·5 *m* auch durch die ohne zu große Überpreise erhältlichen Blechtafelbreiten gebunden, wenn man Stöße nach der Höhenrichtung vermeiden will.

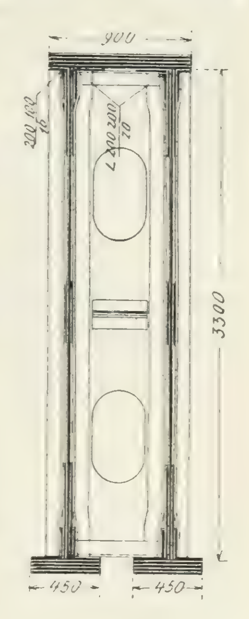


Abb. 83.

Ausnahmsweise kommen Blechbalken wohl auch mit größeren Abmessungen zur Ausführung, so als Versteifungsträger bei Bogen- oder Hängebrücken. Man gibt ihnen dann auch kastenförmigen Querschnitt, wie beispielsweise dem Versteifungsträger der Kölner Rheinbrücke (Abb. 83). Für die Zugänglichkeit im Innern ist es zweckmäßig den Kastenquerschnitt nach unten offen zu halten.

Früher, in den Anfängen des Baues der schmiedeeisernen Brücken und vor Erfindung der Gitter- und Fachwerksträger sind Vollwandträger auch mit bedeutend größeren Spannweiten zur Ausführung gekommen. Die Blechwand mußte dann auch der Höhe nach aus Tafeln gestoßen werden. Es kamen Träger mit zellenförmigen Obergurten und Kastenträger zur Anwendung und in den Stephensonschen Röhrenbrücken wurde der ganze Brückenüberbau als geschlossene, rechteckige Röhre ausgebildet.

Die Blechbalken werden in der Regel als Parallelträger, das ist mit durchaus gleicher Höhe ausgeführt. Bei größeren Spannweiten kann eine Verminderung der Trägerhöhe an den Enden durch parabolische oder eckige Führung eines Gurtes nicht unzweckmäßig sein, doch wird die dadurch erzielte Materialersparnis durch die Mehrkosten der Arbeit zum größeren Teile aufgewogen oder übertroffen. Für die Querträger breiter Brücken kann sich aber oft diese Form wegen der Gewichtsverminderung und wegen der Ausgestaltung des Anschlusses an die Hauptträger empfehlen.

Die Berechnung und Bemessung der Blechträger. Bei der Querschnittsbestimmung eines Blechträgers geht man am besten so vor, daß man einen aus Stehblech und Winkeleisen bestehenden Grundquerschnitt passend annimmt und die zur Verstärkung auf das geforderte Tragmoment notwendigen Gurtbleche berechnet.

Für die Wahl des Grundquerschnittes gelten folgende Regeln: Die Höhe h wird für einfache Träger mit $\frac{1}{11}$ bis $\frac{1}{9}\,l$, durchschnittlich mit $\frac{1}{10}\,l$, für kontinuierliche Träger mit $\frac{1}{15}$ bis $\frac{1}{10}\,l$ angenommen.

Bei der Festsetzung der Trägerhöhe kann auch von der Bedingung ausgegangen werden, daß die größte Durchbiegung δ des Trägers ein gewisses Maß etwa $\frac{1}{1200}$ bis $\frac{1}{1500}\,l$ nicht überschreiten soll. Die Durchbiegung eines gleichmäßig mit q pro Längeneinheit belasteten frei aufliegenden Balkens von konstantem Querschnitt rechnet sich aus $\delta = \frac{5}{384}\,\frac{q\,l^4}{E\,J}$ oder mit Einführung der Maximalspannung σ, die in der Trägermitte auftritt und durch $\sigma = \frac{1}{8}\,\frac{q\,l^2}{J}\,\frac{h}{2}$ bestimmt ist, aus $\delta = \frac{5}{24}\,\frac{l^2}{h}\,\frac{\sigma}{E}$. Für einen Träger mit konstanter Höhe aber so veränderlichen Gurtquerschnitt, daß in jedem Querschnitt die Maximalspannung σ erreicht wird, wäre $\delta = \frac{1}{4}\,\frac{l^2}{h}\,\frac{\sigma}{E}$. Ein Blechträger mit abgesetzten Gurtplatten nähert sich dem Träger konstanter Spannung und man kann für ihn etwa den Mittelwert

$$\delta = 0{\cdot}23\,\frac{l^2}{h}\,\frac{\sigma}{E}$$

annehmen. Hieraus ergibt sich

$$\frac{h}{l} = 0{\cdot}23\,\frac{\sigma}{E}\,\frac{l}{\delta}.$$

Mit $\sigma = 800$, $E = 2250000$ folgt $\frac{h}{l} = 0{\cdot}000082\,\frac{l}{\delta}$; es wäre sonach, wenn

$$\delta = \frac{1}{1200}\,l \text{ verlangt ist, } h = 0{\cdot}098\,l \text{ oder rund } \frac{1}{10}\,l$$

$$\delta = \frac{1}{1500}\,l \quad „ \quad „ \quad h = 0{\cdot}123\,l \quad „ \quad „ \quad \frac{1}{8}\,l$$

zu machen. Für den kontinuierlichen Träger ergäbe sich infolge der verminderten Durchbiegung eine entsprechend geringere Höhe.

In richtiger Weise müßte aber eigentlich die Trägerhöhe auf Grund der kleinsten Baustoffmenge bestimmt werden. Hierauf soll später (S. 129) noch etwas näher eingegangen und hier nur be-

merkt werden, daß sich aus dieser Bedingung die Trägerhöhe abhängig von der Größe der Belastung ergibt. Für die normalen Belastungen der Hauptträger der Brücken entspricht die Durchschnittsregel $h = \frac{1}{10} l$ auch ziemlich gut der Bedingung des kleinsten Baustoffaufwandes; für die stärker belasteten Fahrbahnträger wird sich aber im allgemeinen eine größere Höhe als zweckmäßig erweisen.

Die Stegblechdicke wäre zur Erzielung tunlichst geringen Gewichtes möglichst klein anzunehmen, doch erfordern sowohl der Leibungsdruck in den Nietlöchern, wie auch die im Stegblech auftretenden Spannungen eine gewisse Mindeststärke. Auf die Beanspruchung des Stegbleches wird später (S. 120) noch zurückgekommen. Den Ausführungen entsprechend wähle man etwa die Stegblechstärke.

$$\delta\, mm = 8 + 2\,h \quad (h = \text{Trägerhöhe in Meter})$$

für sehr schwer belastete Träger

$$\delta\, mm = 9 + 2{\cdot}5\,h$$

abgerundet auf ganze Millimeter; im allgemeinen wird aber selbst bei Trägerhöhen bis zu 3 *m* bei entsprechender Austeilung der Steifen noch eine Stärke von 12 bis 13 *mm* genügen[1]).

Die Winkeleisen richten sich in ihren Abmessungen nach den sonstigen Stärkeverhältnissen, nach der erforderlichen Gurtfläche und nach der Trägerhöhe. Eine beiläufige Regel ist

Winkelschenkelbreite . $b\, mm = 60 + 25\,h$ (h = Trägerhöhe in Meter)
Schenkelstärke . . . . $\delta_1\, mm = \delta$ bis $1{\cdot}2\,\delta$.

Zur Erzielung größerer Gurtbreiten kann sich die Verwendung ungleichschenkliger Winkel empfehlen.

Die Gurtplatten werden so breit gemacht, daß sie die Winkeleisenränder etwas übergreifen. Ihr Rand soll aber um nicht mehr als die 6- bis 7fache Plattendicke oder um den $2^1/_2$- bis 3fachen Nietdurchmesser von der Mitte der sie mit den Winkeln verbindenden Nietreihe abstehen, da sonst die Plattenfugen klaffen. Werden ausnahmsweise breitere Platten gegeben, so sind sie außerhalb der Winkel durch Randnieten zu verbinden (Abb. 84). Bei mehrfachen Platten soll die Stärke derselben untereinander gleich oder nach außen abnehmend sein.

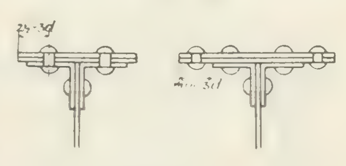


Abb. 84.

[1]) Die neuen Musterentwürfe der preuß.-hess. Staatsbahnen nehmen größere Stegblechstärken an: für $l = 10 - 16\, m$ $\delta = 12\, mm$, $l = 17 - 18\, m$ $\delta = 14\, mm$, $l = 19$ u. $20\, m$ $\delta = 16\, mm$.

Die Gurtplatten beginnen erst da, wo das Biegungsmoment es erfordert. Die Trägerenden können daher ohne Gurtplatten gelassen werden, man wird aber die Fugen zwischen Winkeleisen und Stegblech gegen das Eindringen von Feuchtigkeit möglichst sichern. Bei unmittelbar auf den Hauptträgern gelagerten Querschwellen empfiehlt sich immer die Anordnung einer bis ans Trägerende reichenden Kopfplatte oder wenigstens die Anordnung von Platten unter den Schwellen, damit nicht der innere Gurtwinkel auf Abbiegen beansprucht wird.

Nach Annahme des Grundquerschnittes hat man zunächst dessen Trägheitsmoment J_0 zu rechnen. Hiebei ist die Nietschwächung zu berücksichtigen. Dies geschieht durch Abzug je eines Nietloches in jedem wagrechten Winkelschenkel. (Bei einem Träger ohne Gurtplatten ist natürlich der horizontale Niet abzurechnen.) Da es aber auch leicht vorkommen kann, daß in dem durch die Gurtnieten gelegten Querschnitt eine senkrechte Nietreihe im Stegbleche (für dessen Stoßdeckung oder für den Anschluß der Steifen) zu stehen kommt, so ist auch die dadurch herbeigeführte Schwächung des Stegbleches in Rücksicht zu ziehen. Genauere Berechnungen ergeben, das diese Schwächung das Trägheitsmoment des Stegbleches um etwa 15% vermindert, so daß bei einer Stegblechdicke δ diese mit $0{\cdot}85\,\delta$ in die Rechnung einzusetzen ist. Mit den aus Abb. 85 ersichtlichen Bezeichnungen $\left(b = 2\,(w - d) + 0{\cdot}85\,\delta,\ \frac{1}{2}\,b_1 = w - \delta_1 - d,\ \frac{1}{2}\,b_2 = \delta_1\right)$

folgt
$$J_0 = \frac{1}{12}\,(b\,h^3 - b_1\,h_1^3 - b_2\,h_2^3).$$

Durch Hinzufügung von Gurtplatten von der nutzbaren Breite $b_0 = B - 2\,d$ und der Dicke p vergrößert sich das Trägheitsmoment in

$$J = J_0 + \frac{1}{12}\,b_0\,[(h + 2\,p)^3 - h^3] = J_0 + \frac{1}{12}\,b_0\,[6\,h^2\,p + 12\,h\,p^2 + 8\,p^3].$$

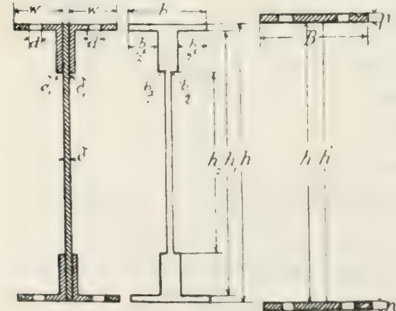


Abb. 85.

Mit Vernachlässigung des kleinen Gliedes $8p^3$ und mit Einführung der nutzbaren Plattenquerschnittsfläche $f = b_0\,p$ wird

$$J = J_0 + \frac{1}{2}\,f\,h\,(h + 2\,p) =$$
$$= J_0 + \frac{1}{2}\,f\,h\,h'$$

und das Widerstandsmoment des Gesamtquerschnitts

$$W = \frac{2J}{h'} = \frac{2J_0}{h'} + fh.$$

Ist M das auf den Querschnitt wirkende Biegungsmoment, so ist bei der zulässigen Beanspruchung s das erforderliche Widerstandsmoment

$$W = \frac{M}{s} = \frac{2J_0}{h'} + fh,$$

woraus sich die Gurtplattenfläche ergibt

$$f = \frac{M}{hs} - \frac{2J_0}{hh'}.$$

Da $h' = h - 2p$ von der erst zu bestimmenden Dicke der Platten abhängt, so setzen wir zunächst als Näherungswert $h' = h$ und erhalten

$$f'' = \frac{M}{hs} - \frac{2J_0}{h^2} = \frac{M}{hs} - q \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 22)$$

Hierin ist $q = \frac{2J_0}{h^2}$ die auf den Rand der Winkel reduzierte Fläche des Grundquerschnitts. Hat man aus f'' beiläufig die Plattenstärke p bestimmt, so läßt sich dann auch der Näherungswert verbessern. Es ist nämlich

$$f - f'' = \frac{2J_0}{h^2} - \frac{2J_0}{hh'} = \frac{2J_0}{h^2}\left(1 - \frac{h}{h'}\right) = -q\frac{2p}{h}$$

$$f = f'' - \frac{2p}{h}q \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 23)$$

Die Korrektur an f'' ist aber nur bei niedrigen Trägern und starken Gurtblechen von einiger Bedeutung, bei hohen Trägern und geringer Plattenstärke ist sie ohne erheblichen Fehler zu vernachlässigen.

Bei der Bemessung eines Blechträgers geht man so vor, daß man zuerst die Gurtplattenfläche f für den stärksten Querschnitt bestimmt und danach die nutzbare Breite b und die Gesamtdicke p der Platten entsprechend wählt. Letztere wird, wenn sie sich größer als 16 *mm* herausstellt, in die einzelnen Bleche, welche mit der Mindeststärke von 8 *mm* und untereinander gleich stark oder um 1 bis 2 *mm* verschieden anzunehmen sind, unterteilt. Diese Gurtbleche sind nur soweit zu führen, als sie für die Aufnahme des Biegungsmomentes erforderlich sind. Man erhält ihre notwendige Länge leicht zeichnerisch aus der Linie der Größtmomente.

Wir tragen uns zu diesem Zwecke die Werte $\frac{M}{hs}$ (cm^2) als Ordinaten auf. Hat der Träger durchwegs gleiche Höhe, ist sonach hs

konstant, so kann unmittelbar die Linie der Größtmomente verwendet werden, in dem man deren Ordinaten nach einem Maßstabe mißt, dessen Einheit = der $h\,s$-fachen Einheit des Momentenmaßstabes gemacht wird[1]). Trägt man nach diesem Maßstabe die reduzierte Fläche des Grundquerschnittes $\varphi = \frac{2\,J_0}{h^2}$ ein, so bestimmen die restlichen Ordinaten der Momentenlinie die angenäherten Gurtplattenflächen f' (Abb. 86). Man kann diese nach Annahme von p um $\frac{2\,p}{h}\varphi$ verbessern und teilt dann die Gurtbleche so aus, daß sie die Momentenfläche vollständig überdecken. Die Schnittpunkte $a_1\,a_2$ . . geben die theoretischen Enden der einzelnen Bleche, doch führt man sie zur Festhaltung darüber noch um etwa eine Nietreihe hinaus. Die volle Beanspruchung einer Gurtplatte tritt erst in dem Querschnitte auf,

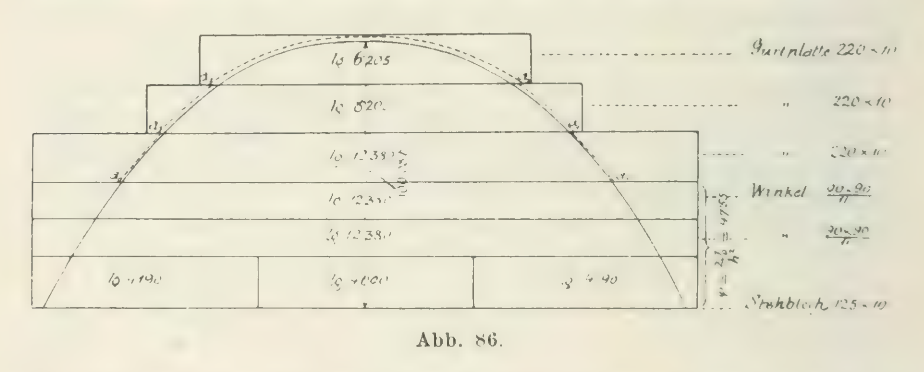


Abb. 86.

wo die nächste Platte hinzugefügt ist; es verteilt sich daher die Lamellenspannung über sämtliche zwischen a_1 und a_2 stehende Nieten.

Abb. 86 betrifft den Hauptträger einer Eisenbahnbrücke von 12 m Stützweite mit oben liegender Fahrbahn. Das Eigengewicht kann mit $g = 880 + 54\,l =$ $= 1{\cdot}52\,t$ pro 1 m Brückenlänge, d. i. mit $0{\cdot}76\,t$ pro 1 m Träger angenommen werden. Hiemit folgt das Moment in der Trägermitte $\frac{1}{8}\,0{\cdot}76\,.\,12^2 = 13{\cdot}68\,tm$. Das Moment der Verkehrslasten wird nach der Tabelle der österreichischen Brückenverordnung (siehe Band I, S. 282) in der Trägermitte für einen Hauptträger $M_p = 86{\cdot}4\,tm$; mithin das Gesamtmoment $M = 100{\cdot}08\,tm$. In Abb. 86 ist die Linie der Größtmomente im Maßstabe 1 $tm = 0{\cdot}036\,cm$ eingetragen. Für den Träger wird als Grundquerschnitt gewählt (Abb. 87): Stegblech 125 cm × 10 mm, Gurtwinkel 90 . 90 . 11. Mit Abzug je eines 20 mm Nietloches in den wagrechten Winkelschenkeln und von 15% Stegblechstärke berechnet sich $J_0 = 371460\,cm^4$ und $\varphi = \frac{2\,J_0}{h^2} = 47{\cdot}55\,cm^2$.

[1]) Entspricht der Momentenlinie der Maßstab 1 $kg\,.\,cm = a\,cm$, so ist der Flächenmaßstab der Materialverteilung 1 $cm^2 = h\,s\,.\,a\,cm$ (worin h in cm, s in kg/cm^2).

Setzt man die zulässige Beanspruchung $s = 800\ kg/cm^2$, so ist $h\,s = 125\,.\,800 = 100.000$ und mithin die Einheit des Flächenmaßstabes der Abb. 86 ... $1\ cm^2 = 0·036\ cm$. Trägt man nach diesem Maßstabe q ein, so bleiben in der Mitte noch $100·08 - 47·55 = 52·53\ cm^2$ durch Gurtplatten zu decken. Es erfordert dies Platten von zirka 3 *cm* Gesamtstärke, so daß die anzubringende Verbesserung $\frac{2\,p}{h}\,q = \frac{6}{125}\,47·55 = 2·3\ cm^2$ beträgt. Ordnet man 3 Gurtbleche von je 10 *mm* Stärke an, so sind auf die Länge eines jeden Bleches die Ordinaten der theoretischen Materialkurve (Momentenlinie) um je $1/3$ der berechneten Verbesserung zu vergrößern. Die nutzbare Breite der Gurtbleche ergibt sich aus $3\,b = 52·5 + 2·3$ mit rund $b = 18\ cm$, die totale Breite mit 4 *cm* Nietlochzuschlag sonach mit $B = 220\ mm$. Das unterste Gurtblech wird am Obergurt in der ganzen Trägerlänge durchgeführt; die Längen der übrigen Gurtplatten ergeben sich durch die Schnittpunkte $a_1\ a_2$.

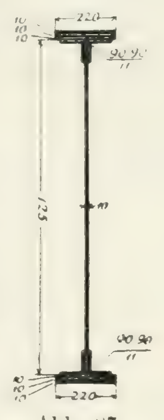


Abb. 87.

Bei einem Träger mit wechselnder Höhe h_x ändere man die Ordinaten der Momentenlinie in dem Verhältnisse $\frac{h}{h_x}$ und trage die Fläche $\varphi_x = \frac{2\,J_{0x}}{h_x^2}$ nach dem $h\,.\,s$fachen Maßstabe der Momente auf. Die restlichen Ordinaten der Momentenlinie geben wieder nach diesem

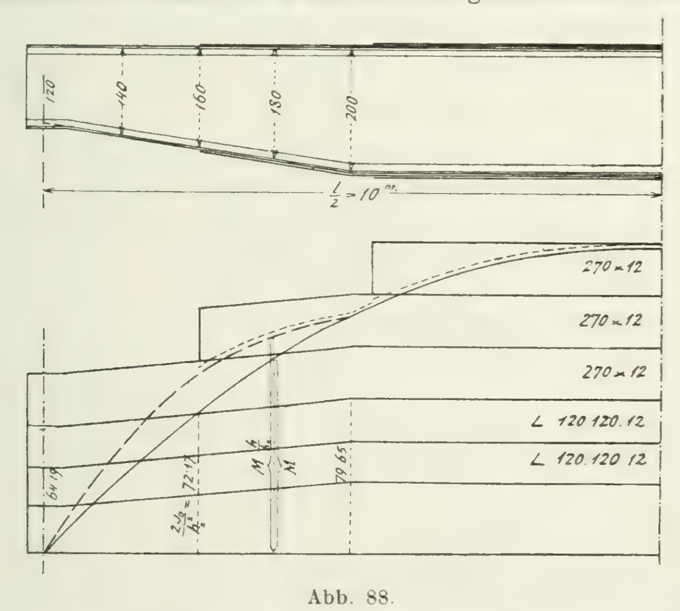


Abb. 88.

Maßstabe die Gurtplattenflächen f', die bei der Plattenstärke p um $\frac{2\,p}{h_x}\,\varphi_x$ zu verbessern sind (Abb. 88).

Die vollständige Darstellung der Materialverteilung eines Blechträgers erfordert bei symmetrischer Ausbildung des Trägers nur eine symmetrische Übertragung. Die Fläche q unterteilt man in Stegblech $= \frac{1}{6} h \delta$ und Winkeleisen und schreibt jedem Stücke seine genaue Länge (auf Millimeter) zu, wobei die Auflagerlänge über den theoretischen Stützpunkt hinaus zu berücksichtigen ist. Es werden ferner auch die vorkommenden Stöße und Stoßdeckungen im Stegblech, in den Winkeleisen und Gurtblechen eingetragen, so daß jedes den Träger zusammensetzende Arbeitsstück mit seinen richtigen Abmessungen dieser Darstellung entnommen werden kann [1]).

Es muß bemerkt werden, daß der Zug- und Druckgurt ganz gleich gehalten sind und für beide die gleiche Beanspruchung s angenommen wurde. Dies ist richtig, wenn für den Druckgurt die Gefahr des Ausknickens nicht in Frage kommt, was verlangt, das er in nicht zu weiten Abständen durch seitliche Abstrebungen gegen wagrechte Ausbiegung gesichert ist. Die Anordnung dieser Querabsteifungen wird später noch besprochen.

Die Vernietung der Gurtungen. Zwischen den Winkeleisen und dem Stegbleche, sowie zwischen den Winkeleisen und Gurtungsblechen treten Schubkräfte auf, welche von den Nieten aufzunehmen sind. Die Schubkraft $\mathfrak{S}$ pro Länge 1 des Trägers an irgend einer Stelle ist durch

$$\mathfrak{S} = \frac{Q \Sigma}{J}$$

bestimmt, worin Q die Querkraft, J das Trägheitsmoment des ganzen Querschnittes und Σ das auf die Schwerachse bezogene statische Moment des angeschlossenen Querschnittsflächenteiles bezeichnet. Als letzterer kommt für die horizontalen Nieten des Blechträgers der gesamte Gurtquerschnitt (Winkeleisen und Gurtbleche), für die vertikalen Nieten nur die Fläche der Gurtplatten in Betracht. Die horizontalen Nieten haben sohin die größeren Schubkräfte aufzunehmen und ist danach ihr Abstand, die Nietteilung e, zu berechnen. Es wird die auf einen Niet entfallende Kraft

[1]) Zur Berechnung der Trägheits- und Widerstandsmomente genieteter Vollwandträger können mit Vorteil auch Tabellenwerke benutzt werden. Von diesen sind anzuführen: Zimmermann, Genietete Träger, Berlin 1893, W. Ernst & Sohn; Böhm & John, Berlin 1895, O. Springer; C. Scharowsky, Hagen 1898, O. Hammerschmidt; Stöckl & Hauser, Hilfstabellen f. d. Berechnung eiserner Träger Wien 1898; H. Nitzsche, Graphische Hilfstafeln zur Ermittlung der Trägheitsmomente genieteter Träger, Leipzig 1907, W. Engelmann.

$$P = \frac{Q\,\Sigma}{J}\,e.$$

Da die Nieten zweischnittig sind und wohl immer $d > 1{\cdot}46\,\delta$ ist, so kommt für den Widerstand des Nietes der Lochleibungsdruck in Frage und es ist

$$P = d\,\delta\,s_2$$

worin d = Nietdurchmesser, δ = Stegblechdicke, $s_2 = 1600\,kg/cm^2$. Es ergibt sich daher

$$e = \frac{d\,\delta\,s_2}{Q}\,\frac{J}{\Sigma}.$$

Bezeichnet F die Fläche einer Gurtung, h die Stegblechhöhe, so kann mit ausreichender Annäherung gesetzt werden

$$\frac{J}{\Sigma} = \left(1 + \frac{1}{6}\,\frac{h\,\delta}{F}\right) h$$

womit

$$e = \frac{d\,\delta\,s_2}{Q}\left(1 + \frac{1}{6}\,\frac{h\,\delta}{F}\right) h \quad \ldots\ldots\ldots \quad 24)$$

Der kleinste Nietabstand berechnet sich hienach für das Trägerende, woselbst die Querkraft am größten, gleich dem Auflagerdrucke A wird. Allerdings wird durch Hinzufügung von Gurtblechen (Vergrößerung von F) in der Trägermitte der Faktor $\frac{J}{\Sigma}$ kleiner, aber nicht in dem Maße, als Q gegen die Trägermitte abnimmt. Es genügt daher, den Nietabstand bloß für das Trägerende aus der größten Querkraft $Q = A$ nach der Formel

$$e = \frac{1600\,d\,\delta}{A}\left(1 + \frac{h\,\delta}{6\,F}\right) h \quad \ldots\ldots \quad 25)$$

zu berechnen.

Der Faktor $\left(1 + \frac{h\,\delta}{6\,F}\right)$ liegt für niedrige Träger mit verhältnismäßig starken Gurtwinkeln zwischen 1·1 und 1·3, für hohe Träger steigt er bis auf etwa 1·6. Nimmt man ihn, um erhöhte Sicherheit und gleichzeitig eine einfache Regel zu erhalten, gleich 1 an, so ergäbe sich

$$e = \frac{1600\,d\,\delta}{A}\,h \quad \text{oder} \quad A = 1600\,d\,\delta \cdot \frac{h}{e} \quad \ldots\ldots \quad 26)$$

Das Verhältnis $h:e$ bestimmt die Anzahl Nieten, die in einer Länge gleich der Trägerhöhe stehen, so daß sich hieraus die, reichliche Sicherheit bietende, Regel ableitet: „Man setze am Trägerende in einer

Länge gleich der Trägerhöhe in jeden Gurt soviel wagrechte Nieten, als zur Aufnahme der Auflagerkraft A notwendig sind."

Für den oben berechneten Blechträger der Eisenbahnbrücke von 12 m Stützweite berechnet sich der größte Auflagerdrusk $A = 37 \cdot 0\ t$. Es liefert sohin die Näherungsformel 26)

$$e = \frac{1600 \,.\, 2 \,.\, 1}{37000} \cdot 125 = 10 \cdot 8\ cm.$$

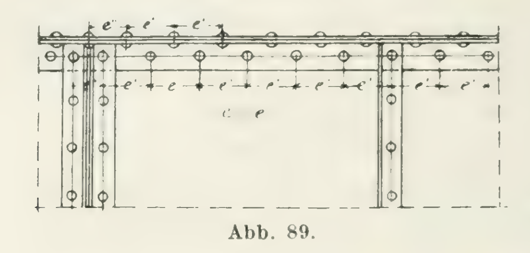


Abb. 89.

Der Gurt besteht aus zwei Winkeleisen und einer Lamelle mit der Querschnittsfläche $F = 59 \cdot 2\ cm^2$, sohin ist

$$1 + \frac{h\,\delta}{6\,F} = 1 + \frac{125}{355} = 1 \cdot 35$$

und es ergibt sich nach Gleichung 25)

$$e = 10 \cdot 8 \,.\, 1 \cdot 35 = 14 \cdot 6\ cm$$

als ausreichender Nietabstand.

In der Ausführung geht man mit dem Nietabstande wegen des dichten Schlusses nicht über 6 d, höchstens 7 d. Ergibt sich e für das Trägerende größer, so führt man die Nietteilung $e = 6\,d$ in der ganzen Trägerlänge durch. Sonst kann die Nietteilung streckenweise geändert und gegen die Trägermitte auf 6 bis 7 d vergrößert werden

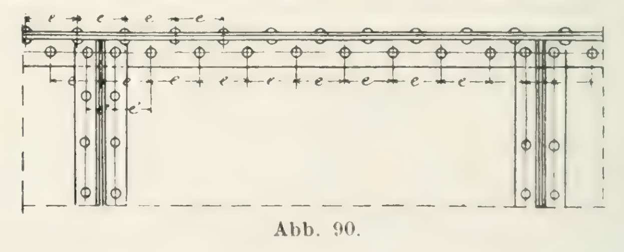


Abb. 90.

Doch wird der Vereinfachung wegen die konstante Teilung auch dann noch durchgeführt, wenn sich $e > 4^1/_2$ bis 5 d ergibt.

Durch die lotrechten Absteifungswinkel oder die Querträgeranschlüsse sind bestimmte Nieten am Hauptträger festgelegt und es sind die Zwischennieten so auszuteilen, daß der errechnete Nietabstand e nicht überschritten wird. Man teilt dann die Zwischennieten entweder gleichmäßig aus (Abb. 89) oder man gibt ihnen den gerechneten (auf Millimetern abgerundeten) Nietabstand e und schaltet zum Ausgleich einen oder zwei ungleiche Nietweiten $< e$ ein (Abb. 90).

Für die lotrechten Nieten wäre mit Rücksicht auf die kleineren Schubkräfte ein größerer Nietabstand zulässig. Der Gleichmäßigkeit wegen führt man aber die gleiche Nietteilung durch und stellt die lotrechten Nieten zwischen die horizontalen Nieten (Abb. 89 und 90). Winkel mit Schenkelbreiten von 120 *mm* und darüber erhalten zweireihig gestellte Nieten; die lotrechten Nieten sind gegen die wagrechten versetzt (Abb. 91) oder es fallen je zwei lotrechte Nieten der äußeren, beziehungsweise inneren Reihe mit je einem horizontalen Niet der oberen, beziehungsweise unteren Reihe in einen Querschnitt (Abb. 92). In letzterem Falle ist die Schwächung des Gurtquerschnittes durch drei Nieten zu berücksichtigen.

Stoßdeckungen. Die Länge der den Steg der Blechträger bildenden Blechtafeln ist durch die größte Walzlänge (12 *m* und darüber) begrenzt, jedoch wird man sich in der Regel auf Längen beschränken, für welche noch kein zu hoher Überpreis gefordert

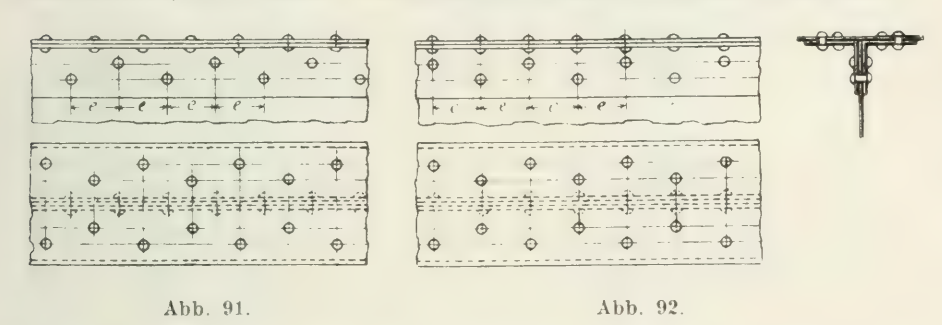


Abb. 91. Abb. 92.

wird (normal etwa 6 *m* oder Blechtafeln bis zu 500 *kg* Gewicht) und für welche auch die Handhabung der Stücke keine zu schwierige ist. Es ergeben sich demnach bei jedem größeren Blechträger Stöße im Stegbleche, welche durch beiderseitige Laschenbleche gedeckt werden. Diese sollen mindestens das gleiche Trägheitsmoment geben wie das Stegblech, jedenfalls mache man sie nicht unter 8 *mm* stark, häufig erhalten sie dieselbe Stärke wie das Stegblech oder auch wie die Winkelschenkel. Für gewöhnlich reichen diese Laschen nur über die von den Gurtwinkeln frei gelassene Höhe des Stegbleches (Abb. 81), wodurch allerdings in die Winkel an der Stoßstelle eine gewisse Spannungserhöhung eintritt. Will man diese vermeiden (bei im Verhältnis zur Winkelschenkelbreite niedrigen Trägern), so sind auch auf die Winkelschenkel über dem Stoße besondere Flacheisenlaschen zu nieten (Abb. 94). Dagegen ist eine Verkröpfung der Stegblechlaschen über die Gurtwinkel, wie sie zuweilen angewandt wurde, wegen der leicht mangelhaften Ausführung nicht zu empfehlen. Kann der Träger nicht im ganzen transportiert werden, so wird er in der

Werkstätte nur in einzelnen Stücken fertig gestellt, die dann an der Baustelle durch einen durchgehenden oder Montagestoß verbunden werden. Bei diesen ist (nach Abb. 93) der Stoß der Gurtwinkel mit jenem des Stegbleches vereinigt, die Stoßlaschen reichen über die ganze Höhe des Stegbleches, während die Gurtwinkel durch darübergelegte Stoßwinkel gedeckt sind und die Gurtbleche versetzte Stöße mit gemeinsamer Decklasche erhalten. (Abb. 93).

Für die Vernietung der Stegblechstoße gilt das in § 11 auf Seite 105 Gesagte. Man rechnet die Anzahl der auf einer Seite des Stoßes erforderlichen Nieten aus

$$m\,n = \frac{1}{P}\sqrt{Q^2 - \left(\frac{6\,M'}{h'}\right)^2} \quad \text{. . . . . 27)}$$

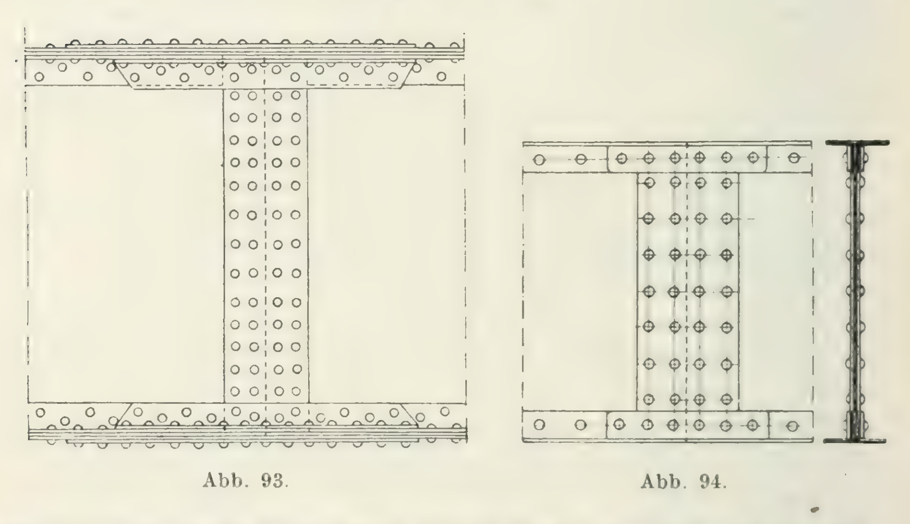


Abb. 93. Abb. 94.

Darin bezeichnet M' jenen Anteil des im Stoßquerschnitt auftretenden größten Biegungsmomentes M, der auf das Stegblech entfällt, d. i. bei dem Gesamtträgheitsmomente J

$$M' = \frac{\delta\,h^3}{12\,J}\,M,$$

ferner Q die Querkraft im Stoßquerschnitt, P die Tragkraft einer Niete und $h' = \frac{n+1}{n-1}\,h''$, wenn h'' = dem Abstande zwischen der obersten und untersten Nietreihe und n die Zahl der Nieten in einer lotrechten Reihe. Näherungsweise kann $h' = h_0$ = der Höhe der Stoßbleche gesetzt werden. (Siehe das Beispiel auf S. 105.)

Die Nieten werden gewöhnlich in zwei Reihen gesetzt ($m = 2$). Stellt sich aber dabei der lotrechte Nietabstand e zu klein, kleiner

als 4 d heraus, so gibt man, um die Schwächung des Stegbleches zu vermindern, besser drei Reihen. Die Nieten werden in den Reihen entweder versetzt (Abb. 95) oder gleichgestellt, was vorzuziehen ist, um die Nieten näher an den oberen und unteren Rand zu bringen. Abstand der Nietreihen 3 d bis $3^1/_2\,d$, Abstand von den Rändern des Stegbleches und der Stoßlaschen 2 d. Der lotrechte Nietabstand e wird in der Regel in der ganzen Höhe gleich gemacht, was auch in der Berechnung der Nietanzahl vorausgesetzt wurde. Man könnte die Zahl der Nieten etwas verringern oder unter ihnen eine gleichmäßigere Kraftverteilung erzielen, wenn man ihren Abstand am oberen und unteren Rande kleiner, in der Mitte größer macht, doch wird diese ungleiche Nietteilung selten durchgeführt. Dagegen findet man in Amerika

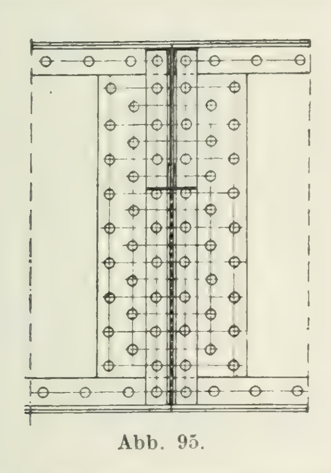


Abb. 95.

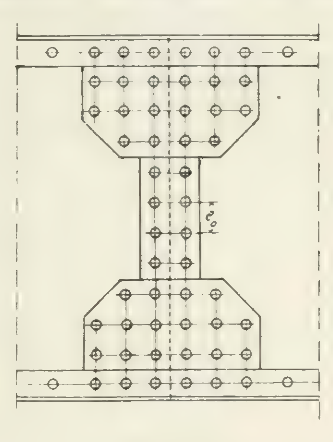


Abb. 96.

häufig die Stoßdeckungen nach Abb. 96 angeordnet. Die zulässig größte Nietentfernung im mittleren Teile bei einreihiger Vernietung bestimmt sich dann aus $e_0 = \frac{d\,\delta\,h\,s_2}{Q}$ (worin $s_2 = 1600$). Liegt der Stoß unter einem Querträgeranschlusse (Abb. 95) und ist D der größte Auflagerdruck des Querträgers, so sind zu der nach Formel 27) berechneten Nietzahl noch auf jeder Seite des Stoßes $\frac{1}{2}\,\frac{D}{d\,\delta\,s_2}$ Nieten zuzugeben.

Wagrechte Stöße im Stegbleche kommen nur bei ungewöhnlich hohen Trägern zur Ausführung, bei denen dann durch Anwendung schmälerer aber längerer Blechtafeln an der Zahl der senkrechten Stöße erspart werden kann. Deckung durch beiderseitige Laschen, für welche sich die Nietteilung aus $e \overline{\gtrless} \frac{d\,\delta\,s_2}{Q} \cdot \frac{J}{\Sigma}$ berechnet. $\frac{J}{\Sigma}$ liegt zwischen 0·84 und 0·96 h.

Hinsichtlich der Stöße und Stoßdeckungen in den Gurtungswinkeln und Gurtplatten gilt das in § 11 Gesagte.

Beanspruchung und Aussteifung des Stegbleches. Wie die Biegungstheorie lehrt, treten in einem zur Längsachse senkrechten Querschnitte eines gebogenen Balkens sowohl Normal- als auch Schubspannungen auf und dies gilt auch für jede andere Schnittrichtung. Für zwei bestimmte Schnittrichtungen, die aufeinander senkrecht stehen, werden aber für eine gegebene Querschnittsstelle die Schubkräfte Null und man kann sich sonach ein nach diesen Schnittrichtungen liegendes elementares Parallelopiped denken, auf dessen Seitenflächen nur Normalspannungen einwirken. Die eine dieser Spannungen ist Druck, die andere Zug. Man bezeichnet sie als Hauptspannungen. Sie geben gegenüber allen anderen in diesem Punkte geführten Schnittrichtungen das Maximum von Zug oder Druck (Abb. 97). Bestimmt man in jedem Punkte des ebenen Trägerlängsschnittes die Richtungen der beiden Hauptspannungen, so erhält man zwei Scharen von sich rechtwinklig kreuzenden Linien, die sogenannten Spannungstrajektorien, die in ihrer Tangentenrichtung in jedem Punkte die Richtungen der Hauptspannungen, also des größten Zuges oder Druckes angeben. Die Richtungslinie des größten Druckes verläuft bei einem nach abwärts gebogenen Balken zur oberen Randfaser asymptotisch und schneidet die untere Randfaser senkrecht; bei der Zuglinie ist das Umgekehrte der Fall. In der neutralen Faser sind beide Hauptspannungsrichtungen unter 45° geneigt.

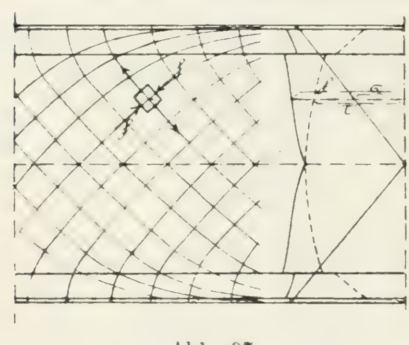


Abb. 97.

Ist in dem senkrecht zur Längsachse geführten Querschnitte in einem bestimmten Querschnittspunkte σ die Normalspannung, τ die Schubspannung, so folgen daselbst die Hauptspannungen aus

$$\sigma_{\substack{max \\ min}} = \frac{1}{2}\,\sigma \pm \sqrt{\frac{1}{4}\,\sigma^2 + \tau^2}.$$

Für die Randfaser gibt die Normalspannung gleichzeitig die Hauptspannung, in der neutralen Achse ist die Hauptspannung gleich der Schubspannung. Es ist sonach die Beanspruchung des Stegbleches in den Querschnitten in der Nähe der Trägermitte an den Rändern am größten und durch die Biegungsspannung bestimmt, wogegen an den Trägerenden die größte Beanspruchung durch die Schubkraft

in der neutralen Achse auftritt. Für zwischenliegende Querschnitte kann die Hauptspannung auch ihren Größtwert am inneren Rande der Winkeleisen erreichen (Abb. 97).

Zur Bestimmung der Stärke des Stegbleches wird es aber nicht notwendig sein auf die Berechnung dieser Hauptspannungen näher einzugehen, da die Beanspruchung durch die Scherkraft in der Nähe der Auflager die maßgebende ist.

Käme keine Ausknickung des Stegbleches durch die Druckspannungen in Frage, so würde sich dessen größte Beanspruchung durch die ideale Hauptspannung (mit der Poissonschen Querdehnungszahl $m = 3$) $\sigma = \frac{m+1}{m} \tau_{max} = \frac{4}{3} \tau_{max}$ bestimmen und diese dürfte die sonst für den Träger zugelassene Normalspannung s nicht überschreiten.

Bezeichnet Q_0 die größte Querkraft,
J das Querschnitts-Trägheitsmoment,
Σ das statische Moment der Querschnittshälfte,
F die Fläche einer Gurtung,
δ und h Dicke und Höhe des Stegbleches,

so ist die Schubspannung in der neutralen Achse

$$\tau_{max} = \frac{Q\,\Sigma}{J\,\delta} \text{ oder angenähert}$$

$$\tau_{max} = \frac{3}{2}\,\frac{\delta h + 4F}{\delta h + 6F}\,\frac{Q}{\delta h} = \frac{3}{2}\,\varkappa\,\frac{Q}{\delta h}.$$

Der Beiwert $\varkappa$ nimmt für $F = 0$ und ∞ die Grenzwerte 1 und 0·67 an. Für die gewöhnlichen Verhältnisse $F : \delta h = 0{\cdot}2$ bis $0{\cdot}6$ liegt $\varkappa$ zwischen 0·8 und 0·7. Rechnet man aber zur Sicherheit mit dem Werte $\varkappa = 1$, so ergibt die Bedingung $\frac{4}{3}\tau_{max} \leq s$ als mittlere Scherspannung τ_0

$$\frac{Q}{\delta h} = \tau_0 \leq \frac{s}{2} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 28)$$

Diese Festigkeitsbedingung ist aber allein nicht ausreichend, um dem Blechträger sein Tragmoment zu sichern; es kommt vielmehr dabei auch die Steifigkeit des Stegbleches gegen Ausknicken in Frage.

Die Knickerscheinungen an einem durch Normal- und Schubkräfte beanspruchten Bleche bilden aber ein sehr schwieriges Problem der Elastizitätslehre, für das sich keine vollkommen strenge Lösung

angeben läßt. Am nächsten kommen einer solchen die Untersuchungen von H. Rode[1]), deren Ergebnisse zu den nachstehend wiedergegebenen Berechnungsregeln führen.

Eine rechteckige Blechtafel von der Länge λ und der Höhe h sei in den Rändern festgehalten und an allen Stellen nur durch gleiche horizontale und vertikale Scherkräfte beansprucht. Dieser Fall entspricht einem Stegblechfelde eines Blechträgers, das von den Gurtungen und von lotrechten Steifen begrenzt wird, wenn angenommen wird, daß sich die Belastung auf den Träger nur in den Steifen überträgt und wenn die Biegungsspannungen im Stegbleche außer Betracht bleiben, was für den überwiegenden Teil seines Querschnittes und besonders in der Nähe der Trägerenden ohneweiters zulässig ist. Für die Knickspannung eines solchen Bleches wird der Ausdruck gefunden

$$\tau_k = 4\,E\left(\frac{\delta}{d}\right)^2 \quad \text{. . . . . 29)}$$

Es bezeichnet darin δ die Blechstärke und d das von einer Ecke der rechteckigen Blechtafel auf die Diagonale gefällte Lot (Abb. 98), sonach

$$\frac{1}{d^2} = \frac{1}{\lambda^2} + \frac{1}{h^2}$$

wofür bei stark länglichen Feldern auch sehr nahe $d = h$ gesetzt werden kann.

Abb. 98.

Wird n fache Sicherheit gegen Ausknicken verlangt, so müßte sonach die im Bleche auftretende mittlere Scherspannung $\tau_0 \leq \frac{1}{n}\,\tau_k$ sein, oder

$$\frac{Q}{\delta\, d} = \tau_0 \leq \frac{4}{n}\,E\left(\frac{\delta}{d}\right)^2 \quad \text{. . . . . 30)}$$

Gleichzeitig muß natürlich auch die Festigkeitsbedingung $\frac{Q}{\delta\, d} \leq \frac{s}{2}$ erfüllt sein.

Auf die Mitwirkung der Steifen zur Aufnahme der Druckkräfte im Bleche ist dabei nicht gerechnet. Sie haben nur das an ihnen anliegende Blech seitlich zu halten. Werden aber auch die Steifen zur Druckaufnahme herangezogen, so kann im Bleche eine etwas

[1]) Dpl. Ing. Hans H. Rode, Beitrag zur Theorie der Knickerscheinungen „Der Eisenbau", 1916, Nr. 6 bis 12.

höhere Scherspannung als $\frac{1}{n}\tau_k \left(\text{aber} < \frac{s}{2}\right)$ zugelassen werden, die mit Rücksicht auf die diagonale Zugfestigkeit des Bleches zu bestimmen ist.

Wäre das Blech völlig biegsam, so würde bei dem Steifenabstande λ eine Steife den Druck $V = \frac{\lambda}{h} Q$ aufehmen müssen. Wird aber von der vorhandenen Knickfestigkeit des Bleches $\frac{1}{n}\tau_k$ ausgenützt, so entfällt auf die Steife nur eine Druckkraft $V = \left(\frac{Q}{h} - \frac{1}{n}\tau_k \delta\right)\lambda$. Die Blechwand des Trägers übernimmt dabei die Wirkung der Zugstäbe eines Fachwerksträgers, doch kann hiefür nur ein diagonaler Blechstreifen von gewisser Breite, für die wagrecht gemessen etwa die 80fache Blechstärke angenommen werden kann, in Rechnung gebracht werden. Dadurch kommt in das Stegblech eine Scherspannung $\frac{V}{\delta . 80\,\delta}$, wozu noch die Knickspannung $\frac{1}{n}\tau_k$ hinzutritt. Die Festigkeitsbedingung verlangt sodann wieder

$$\frac{V}{\delta . 80\,\delta} + \frac{1}{n}\tau_k < \frac{s}{2}$$

oder

$$\left(\frac{Q}{\delta h} - \frac{1}{n}\tau_k\right)\frac{\lambda}{80\,\delta} + \frac{1}{n}\tau_k < \frac{s}{2}$$

woraus folgt

$$\frac{Q}{\delta h} < \frac{s}{2} - \frac{\lambda - 80\,\delta}{\lambda}\left(\frac{s}{2} - \frac{1}{n}\tau_k\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 31)$$

Hierin ist τ_k durch Gleichung 29) bestimmt.

Mit $\frac{Q}{\delta h} = \tau_0$ kann Gleichung 31) auch in der Form geschrieben werden

$$\lambda \gtrless 80\,\delta \frac{\frac{s}{2} - \frac{1}{n}\tau_k}{\tau_0 - \frac{1}{n}\tau_k} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 32)$$

Für eine an sich knicksichere Wand, für die die Bedingung der Gleichung 30) oder $\tau_0 < \frac{1}{n}\tau_k$ erfüllt ist, wird hienach $\lambda = \infty$, d. h. es sind für einen solchen Träger keine Steifen nötig. Setzt man den größten zulässigen Wert τ_0 mit 500 kg/cm^2 an, so würde bei

$n = 4$-facher Knicksicherheit dies für alle Träger mit $h < 65\,\delta$ gelten, sonach für alle Walzträger einschließlich der Normalprofile der bis 100 *cm* hohen Greyträger. Nur unter schweren Einzellasten wären hier Steifen anzuordnen.

Ist $\tau_0 > \frac{1}{n}\tau_k$ so sind Steifen notwendig, deren Mindestabstand durch Gleichung 32) bestimmt ist. Für sehr biegsame Stege, d. i. für τ_k sehr klein, wird nahe $\lambda < 80\,\delta \cdot \frac{\frac{s}{2}}{\tau_0}$ oder $\tau_0 < \frac{80\,\delta}{\lambda}\,\frac{s}{2}$. Man wird aber auch bei ausgesteiften Trägern mit τ_0 noch möglichst unter der Knickspannung τ_k zu bleiben trachten, um ein Ausbeulen des Bleches, das hier zwar nicht gefährlich aber unerwünscht wäre, zu vermeiden.

Der Steifendruck bestimmt sich aus

$$V = \left(\frac{Q}{h} - \frac{1}{n}\,\tau_k\,\delta\right)\lambda \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; 33)$$

oder, wenn auf den Knickwiderstand des Stegbleches nicht gerechnet wird, aus

$$V = Q\,\frac{\lambda}{h} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; 34)$$

Es empfiehlt sich den Steifenabmessungen diesen höheren Wert der Druckkraft zugrunde zu legen, oder in Gleichung 33) wenigstens einen entsprechend hohen Sicherheitsfaktor n einzuführen. Man kann aber dann annehmen, daß sich an der Aufnahme dieser Kraft der unter der Steife liegende Blechwandstreifen in einer Breite von etwa $30\,\delta$ beteiligt.

Für Q ist das Mittel aus den größten Querkräften beiderseits der Steife einzusetzen. Bei oben liegender Bahn ist, wenn P eine schwere Einzellast bezeichnet, V um $\frac{P}{2}$ zu vergrößern.

Man bildet die Steifen aus einem oder aus zwei Winkeleisen, seltener aus ⊥- oder ⊏-Eisen, die lotrecht entweder einseitig oder beiderseitig des Stegbleches angenietet werden. An den Trägerenden, besonders bei hohen Trägern, werden zuweilen auch schräge Steifen gegeben (Abb. 99).

Was die Austeilung der Steifen betrifft, so ist vor allem eine kräftige Steife über dem Trägerauflager anzubringen, die für den vollen Auflagendruck zu bemessen ist. Im allgemeinen kann die Regel gelten, daß sobald die Höhe des Stegbleches zwischen den

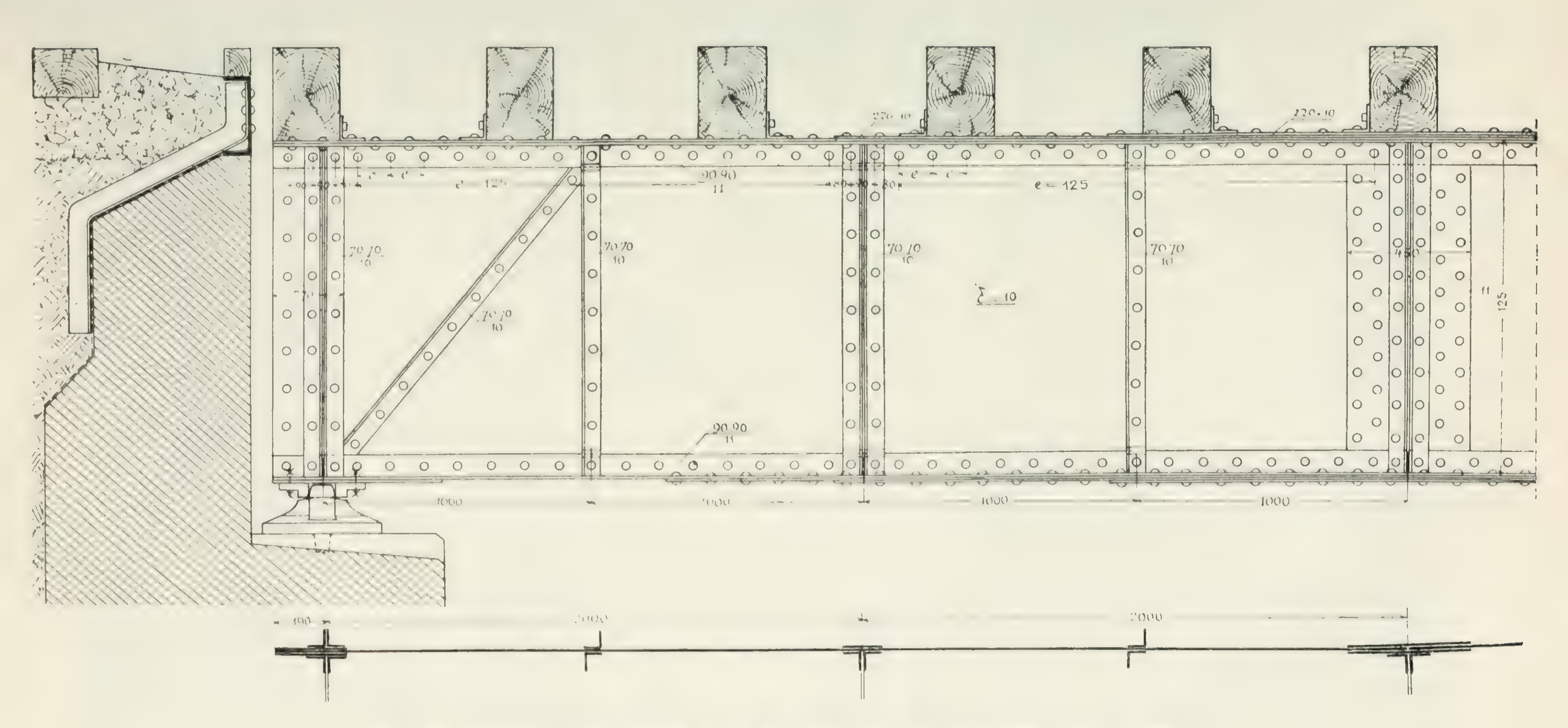


Abb. 99. Eisenbahn-Blechbrücke mit oben liegender Fahrbahn von 15 *m* Stützweite.

Gurtwinkeln mehr als die 60fache Stegblechdicke und der Auflagerdruck mehr als 20 t beträgt, die Steifen in der Nähe der Trägerenden in Abständen ungefähr gleich der Trägerhöhe anzuordnen sind, wenn nicht sehr hohe und stark belastete Träger eine noch nähere Stellung verlangen (Abbild. 187). Gegen die Trägermitte können die Abstände vergrößert oder die Steifen schwächer gehalten werden, wobei die Gleichungen 32) und 33) in Betracht zu ziehen sind. Liegen bei Eisenbahnbrücken die Querschwellen unmittelbar auf den Hauptträgern, so sind bei Trägern von mehr als 40 δ Höhe Steifen durchwegs, wenn auch nicht unter jeder Schwelle, aber nicht in größeren Abständen als etwa 1 m bis 1·4 m anzubringen (Abbild. 99 und 343). Be zwischen den Hauptträgern liegender Fahrbahn dienen die Anschlußwinkel der Querträger gleichzeitig als Aussteifungen

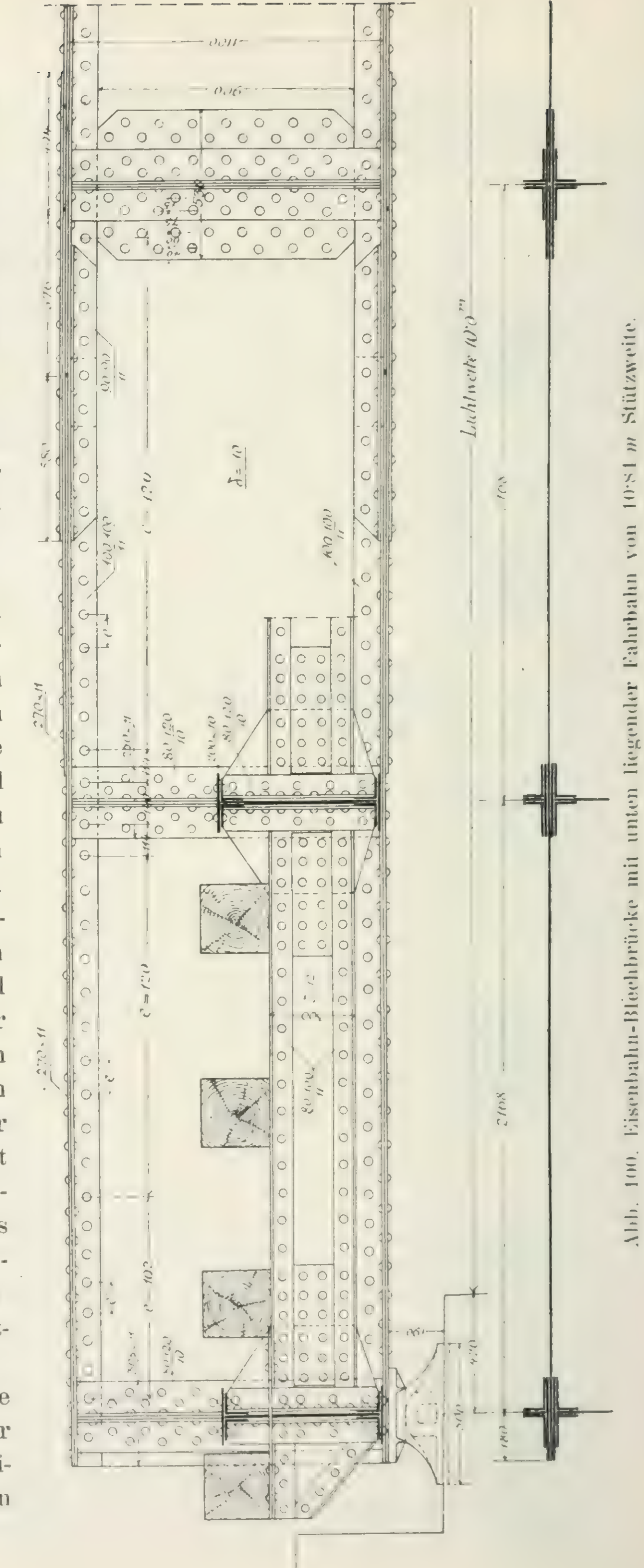


Abb. 100. Eisenbahn-Blechbrücke mit unten liegender Fahrbahn von 10·81 m Stützweite.

für die Trägerwand (Abb. 100). Stehen diese um mehr als etwa 2 *m* ab und ist die Trägerhöhe größer als die 60fache Blechstärke, so werden wenigstens in den Endfeldern in der Regel noch Zwischensteifen notwendig (Abb. 344), worüber Gleichung 32 Aufschluß gibt.

Die Steifen sind für die Kraft V auf Knickung zu berechnen, wobei die Knicklänge mit etwa drei Viertel der Trägerhöhe angenommen werden kann. Dabei ist vorausgesetzt, daß der Steifenquerschnitt symmetrisch zur Wandebene, die Steife sonach beiderseits der Wand angebracht ist. Bei einseitig angeschlossenen Steifen käme dagegen die exzentrische Kraftwirkung zu berücksichtigen. Ist e der Schwerpunktsabstand des Steifenquerschnittes von der Wandmitte, e_1 vom Rande der Steife, so wird in diesem Falle die Beanspruchung der Steife $s = \frac{V}{F} + \frac{V e e_1}{J}$, wenn F und J Fläche und Trägheitsmoment des Steifenquerschnittes, mit Einrechnung einer gewissen Stegblechbreite ($30\,\delta$), bezeichnen.

Für den Träger der Abb. 99 ist der größte Auflagerdruck, demnach die größte Querkraft, $Q_{\max} = 37\,t$, die zulässige Inanspruchnahme $s = 800\,kg/cm^2$. Bei der Höhe $h = 125\,cm$, der Stegblechstärke $\delta = 1\,cm$, dem Steifenabstande $\lambda = 100\,cm$ ist $\left(\frac{1}{d}\right)^2 = \frac{1}{100^2} + \frac{1}{125^2} = \frac{1}{6097}$, mithin nach Gleichung 29, $\tau_k = 4 \cdot \frac{2200000}{6097} =$ $= 1\,360\,kg/cm^2$ und bei 4facher Knicksicherheit

$$\frac{1}{n}\,\tau_k = 360\,kg/cm^2.$$

Die mittlere Scherspannung im Endfelde ist aber $\tau_0 = \frac{Q}{\delta h} = \frac{37000}{125} = 296\,kg/cm^2$, d. i. kleiner als $\frac{1}{n}\tau_k$ und auch kleiner als $\frac{s}{2} = 400\,kg/cm^2$, so daß die Blechwand bei dieser Austeilung der Steifen reichlich knicksicher ist.

Der Querschnitt der Endsteife, auf die der Auflagerdruck von 37 *t* entfällt,

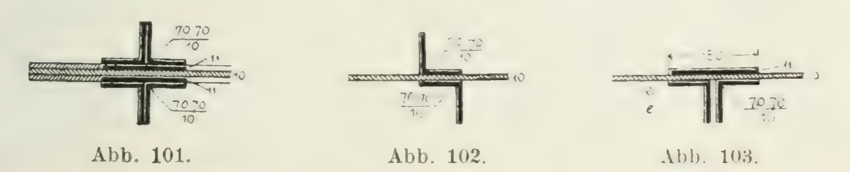


Abb. 101. Abb. 102. Abb. 103.

ergibt (Abb. 101) mit Einrechnung eines 30 *cm* breiten Stehblechstreifens $F = 112{\cdot}8\,cm^2$ $J = 990$, $i = 2{\cdot}96\,cm$, Knicklänge $l = 0{\cdot}75\,h = 94\,cm$, $l : i = 32$, sohin zulässig $s_k = 0{\cdot}720 \,.\, 800 = 576\,kg/cm^2$. Da die Beanspruchung nur $\frac{Q}{F} = \frac{37000}{112{\cdot}8} = 328\,kg/cm^2$ beträgt, so ist die Steife ausreichend bemessen.

Bei dem ausgeführten Steifenabstande ist das Stegblech in sich selbst mit mehr als 4facher Sicherheit knicksteif. Die Zwischensteifen haben sonach eigentlich keinen Druck aufzunehmen. Weist man aber dem Stegblech keine Druckauf-

nahme zu, so entfiele auf eine Steife der Druck $V = Q\frac{\lambda}{h} + \frac{P}{2}$. Die Steifen sind aber dabei überstark bemessen. An der ersten Steife ist mit $Q_{max} = 32\ t$, $P = 10\ t$, $V = 32 \cdot \frac{100}{125} - 5 = 30{\cdot}6$. Dem Querschnitt (Abb. 102) entspricht $F = 56\ cm^2$, $i = 2{\cdot}30\ cm$, $l : i = 41$, $s_k = 0{\cdot}693 \cdot 800 = 554\ kg/cm^2$, während die Beanspruchung bei voller Druckaufnahme sich nur mit $\frac{V}{F} = \frac{30600}{56} = 546\ kg/cm^2$ berechnet.

An der nächsten Steife, deren Querschnitt (Abb. 102) zeigt, ist $Q = 29\ t$, $V = 29 \cdot \frac{100}{125} + 5 = 27{\cdot}4\ t$. Für den unsymmetrischen Querschnitt ist wieder mit Einrechnung eines 30 cm breiten Stegblechstreifens $F = 72{\cdot}5\ cm^2$, $J = 283{\cdot}5$, $e = 0{\cdot}7\ cm$, $e' = 6{\cdot}8\ cm$; es berechnet sich sonach die größte Druckspannung bei voller Druckaufnahme mit $\frac{27400}{72{\cdot}5} + \frac{27400 \cdot 0{\cdot}7 \cdot 6{\cdot}8}{283{\cdot}5} = 838\ kg/cm^2$.

Bei dem Träger der in Abb. 100 dargestellten Blechbrücke ist das Stegblech nur durch die Anschlußwinkel der in 2·17 m Abstand liegenden Querträger ausgesteift. Es ist $h = 110$, $\lambda = 217$, $\delta = 1\ cm$, damit $\frac{\delta^2}{d^2} = \frac{1}{110^2} + \frac{1}{217^2} = \frac{1}{9626}$ und $\tau_k = 4 \cdot \frac{2200000}{9626} = 912\ kg/cm^2$.

Da im Endfelde $Q_{max} = 26{\cdot}2$, sonach $\tau_0 = \frac{Q}{\delta h} = 238\ kg/cm^2$ ist, so hat das Stegblech daselbst für sich nur eine $\frac{912}{238} = 3{\cdot}8$fache Knicksicherheit. Läßt man aber die Steifen an der Aufnahme der Druckkräfte mitwirken, so vermindert sich die Druckspannung im Stegbleche. Gleichung 31) liefert, wenn der Grenzwert der Scherbeanspruchung des Bleches $= \frac{s}{2} = 400$ gesetzt wird, aus

$$238 = 400 - \frac{217 - 80}{217}\left(400 - \frac{1}{n}\,912\right)$$

den Sicherheitsgrad $n = 6{\cdot}36$. Auf die erste Steife entfiele dann ein Druck $V = \left(\frac{26200}{110} - \frac{1}{6{\cdot}36}\,912\right) \cdot 217 = 20615\ kg$.

Die Steifen sind immer auch mit den Gurtungswinkeln zu vernieten. Sie müssen daher entweder über diese gekröpft werden, (Abb. 104) oder es ist ein Futterblech von der Stärke des Winkelschenkels unterzulegen (Abb. 105). Kröpfungen sollen nur in heller Rotglut durch Pressen oder unter dem Dampfhammer ausgeführt werden (S. 41). Die Mehrarbeit des Kröpfens lohnt sich nur bei längeren Winkeleisen, d. i. bei Trägerhöhen von mehr als 60 bis 80 cm. Bei niedrigen Trägern kommen Futterbleche billiger.

Gewicht und günstigste Höhe der Blechträger.

Es bezeichnet in den nachstehenden Entwicklungen:

g das Gewicht des Blechträgers in Kilogramm pro Meter.

M_v das mittlere Moment der Belastung, ausschließlich Eigengewicht des Trägers in $kg \cdot cm$.

$M = M_v + \frac{100}{12} g l^2$ das mittlere Gesamtmoment in $kg.cm$, wobei l die Stützweite in Meter

F den mittleren nutzbaren Querschnitt des Trägers

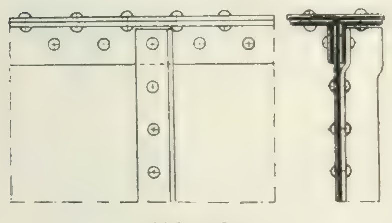
$W = \frac{1}{2} F . h'$ dessen Widerstandsmoment, wenn $h' =$ Abstand der Kernpunkte, wofür bei der Stegdicke δ näherungsweise

$$h' = \left(1 - \frac{2}{3} \frac{\delta h}{F}\right) h$$

zu setzen ist. Die Bedingung $M = W s$ führt zu

$$F = \frac{2 M_v}{h s} + \frac{100}{6} \frac{g l^2}{h s} - \frac{2}{3} \delta h .$$

Um hieraus das wirkliche Trägervolumen zu erhalten, muß mit Rücksicht auf die Nietschwächung, auf die Überdimensionierung an



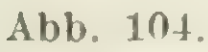
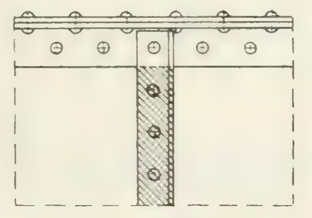


Abb. 104.



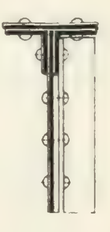


Abb. 105.

den Trägerenden, auf die Mehrlänge der Gurtbleche und auf die Nietköpfe die theoretische mittlere Querschnittsfläche mit einem Konstruktionskoeffizienten $C > 1$ multipliziert werden. Nach Ausführungen ist $C = 1{\cdot}2 - 1{\cdot}4$, im Mittel $= 1{\cdot}3$ anzunehmen. Überdies ist noch das Volumen der Steifen und Stoßdeckbleche zuzuschlagen. Rechnet man für die Steifen und Anschlußwinkel der Querverbindungen oder Querträger auf 1 m Trägerlänge 20 cm^2, für die Stoßdeckungen des Stehbleches etwa 15 cm^2 Querschnitt, sohin bei der Trägerhöhe h (in Zentimeter) zusammen $0{\cdot}35\,h$ $(cm^2 \times m)$, so erhält man für das Gewicht des Trägers in Kilogramm pro Meter

$$g = (1{\cdot}3\,F + 0{\cdot}35\,h)\,\gamma ,$$

worin $\gamma = 0{\cdot}785$ das Gewicht eines Stabes von 1 cm^2 Querschnitt und 1 m Länge ist. Die Einsetzung von F liefert

$$g = \frac{2{\cdot}04\,M_v}{h s} + 17 \frac{g l^2}{h s} - {\cdot}68\,\delta h + 0{\cdot}275\,h$$

$$g = 0{\cdot}68 \cdot \frac{3\,M_v + (\delta + 0{\cdot}4)\,h^2\,s}{h\,s - 17\,l^2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \qquad 35)$$

Hierin ist h und δ in cm, l in m, s in kg/cm^2, M_v in $kg \cdot cm$ einzusetzen. Das mittlere Moment M_v kann mit $\frac{2}{3}$ bis 0·7 des Maximalmomentes angenommen werden.

Bestimmt man hienach jene Trägerhöhe, für welche sich der Kleinstwert von g ergibt, so erhält man durch Differentiation von 35) nach h

$$h = \frac{17\,l^2}{s}\left[1 + \sqrt{1 + \frac{3\,M_v\,s}{(\delta + 0{\cdot}4)\,(17\,l^2)^2}}\right]$$

oder mit großer Annäherung

$$h = \sqrt{\frac{3\,M_v}{(\delta + 0{\cdot}4)\,s}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \qquad 36)$$

Für den in Abb. 99 dargestellten Träger ist das Maximalmoment 100·08 tm, abzüglich des Trägereigengewichtes rund 96 tm; sonach $M_v = \frac{2}{3}\,96 = 64\ tm = 6{,}400.000\ kg/cm$. Mit $h = 125$, $\delta = 1$, $s = 800$, $l = 12$ ergibt die Formel 29)

$$g = 256\ kg/m.$$

Als günstigste Höhe liefert Formel 31) $h = 131\ cm$; das Gewicht wird aber auch für diese günstigste Höhe nicht wesentlich verschieden ($g = 255\ kg$).

Abweichungen von der durch Formel 36) bestimmten günstigsten Trägerhöhe, selbst bis zu 20%, haben noch kein großes Mehrgewicht zur Folge. Führt man für M_v das mittlere Moment M der Gesamtlasten (einschließlich Trägereigengewicht) in kg/cm ein, so kann man ohne merklichen Fehler auch setzen

$$g = \frac{2\,M}{h\,s} + 0{\cdot}7\,(\delta + 0{\cdot}4)\,h \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \qquad 37)$$

Für eine angenäherte Gewichtsveranschlagung genügt bei $h = 0{\cdot}1\,l$ und $s = 800\,kg/cm^2$ auch die Formel

$$g = 18\,\frac{M}{l} + 9\,l \;.\;.\;.\; kg/m \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \qquad 38)$$

bei $h = 0{\cdot}12 - 0{\cdot}14\,l$ und wenig veränderlichem Gurtquerschnitt

$$g = 16\,\frac{M}{l} + 12\,l$$

worin M das größte Moment in Tonnenmeter, l die Stützweite in Meter bezeichnet.

IV. Kapitel. Die Fahrbahnkonstruktionen der eisernen Brücken.

§ 13. Allgemeines.

An dem Überbau einer eisernen Brücke lassen sich im allgemeinen drei Hauptteile unterscheiden:

1. die in lotrechten (ausnahmsweise in schwach geneigten) Ebenen liegenden Hauptträger,

2. die von diesen getragene, eine mehr oder weniger wagrechte Fläche einnehmende Fahrbahn und

3. die Querverbände zwischen den Hauptträgern.

Es soll zunächst die Konstruktion der Fahrbahn besprochen werden, da auch die Detailbearbeitung eines jeden Brückenprojektes

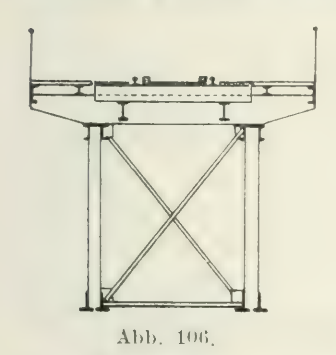


Abb. 106.

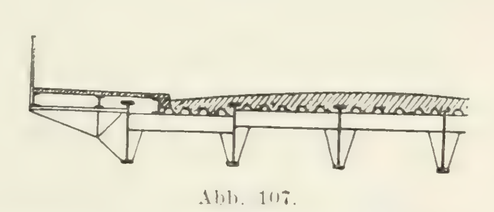


Abb. 107.

mit dem Entwurfe und der Dimensionierung der Fahrbahnteile zu beginnen hat.

Hinsichtlich der Lage der Fahrbahn zu den Hauptträgern unterscheidet man:

1. Brücken mit obenliegender Fahrbahn (Abb. 106, 107),
2. „ „ versenkter Fahrbahn (Abb. 108),
3. „ „ untenliegender Fahrbahn (Abb. 109, 110),
4. „ „ angehängter Fahrbahn (Abb. 111).

Die Wahl der einen oder anderen Anordnung hängt vor allem von der zur Verfügung stehenden Bauhöhe, d. i. von dem Höhenabstande zwischen Fahrbahn und Unterkante des Brückenüberbaues, dann aber auch von der Stützweite und dem Tragwerkssysteme der Hauptträger ab. Die oben liegende Fahrbahn gestattet ein Näherlegen der Hauptträger oder die Anordnung von mehr als zwei Hauptträgern (Abb. 107), wodurch die Querträger der Fahrbahn leichter gehalten werden können. Bei kleinen Spannweiten mit entsprechend nahe

liegenden Hauptträgern kann sogar das ganze Fahrbahnträgergerippe erspart und die Fahrbahn unmittelbar auf die Hauptträger gelagert werden. Brücken mit mehr als 20 *m* Spannweite, bei denen auch der Abstand der Hauptträger stets größer als 1·8 bis 2·0 *m* gemacht wird, erfordern aber auch bei oben liegender Fahrbahn die Anordnung von Querträgern.

Ist eine ausreichende Bauhöhe vorhanden, so wird in der Regel die Anordnung mit oben liegender Fahrbahn gewählt wegen der dadurch im allgemeinen zu erzielenden Gewichtsersparnis in der Fahrbahnkonstruktion, wegen der besseren Querabsteifung der Hauptträger und wegen der durch Tieflegung der Hauptträgerauflager bewirkten Ersparnis an Pfeilerhöhe. Bei Eisenbahnbrücken von größerer Spannweite wird aber auch hier häufig eine etwas versenkte Fahrbahn vorgezogen (Abb. 108), um bei etwaigen Zugsentgleisungen die Wagen vor dem unmittelbaren Herabstürzen zu sichern.

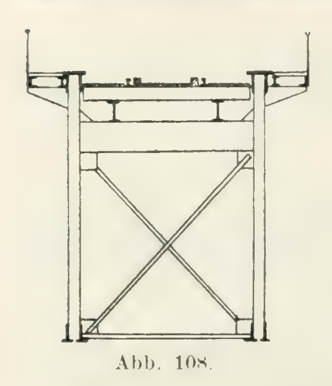


Abb. 108.

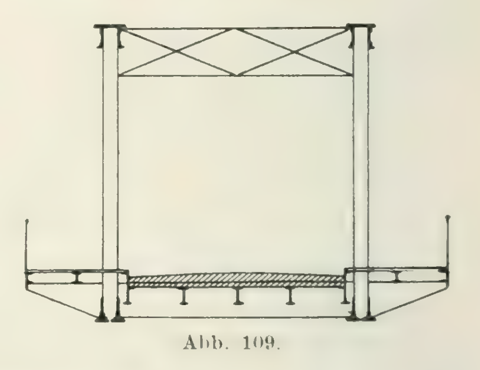


Abb. 109.

Am häufigsten findet die unten, d. i. am Untergurt der Hauptträger liegende Fahrbahnanordnung Anwendung, da die Bauhöhe meist durch örtliche Verhältnisse beschränkt ist und eine Höherlegung der Nivellette der Brückenbahn sich mit Rücksicht auf die Kosten und die zulässigen Steigungen verbietet. Die Hauptträger ragen in diesem Falle in ihrer ganzen Höhe über die Fahrbahn und es ist ihre Zahl auf zwei beschränkt, wenn eine Unterteilung der Fahrbahn, die nur bei mehrgeleisigen Eisenbahn- oder ausnahmsweise breiten Straßenbrücken zulässig erscheint, vermieden werden soll. Die Fußwege der Straßenbrücken legt man gewöhnlich außerhalb der Hauptträger (Abb. 109), um deren Abstand und damit auch das Gewicht der Querträger zu vermindern, allerdings ist damit der Nachteil des behinderten Querverkehrs verbunden; nur bei kleineren Brücken mit schmalen Fahrbahnen kann die Innenlage der Fußwege die einfachere Anordnung sein, da in diesem Falle die Gesamtbreite der Brückenbahn bei

wenig frequenten Brücken etwas verringert werden kann. (Man vergleiche Bd. I, § 8, und die dort gegebenen Breitenmaße für Straßenbrücken I., II. u. III. Klasse nach den österreichischen Vorschriften.)

Sind die Untergurte der Hauptträger nicht gerade, so ergibt sich bei tiefer Lage der Fahrbahn die Notwendigkeit ihrer Anhängung an

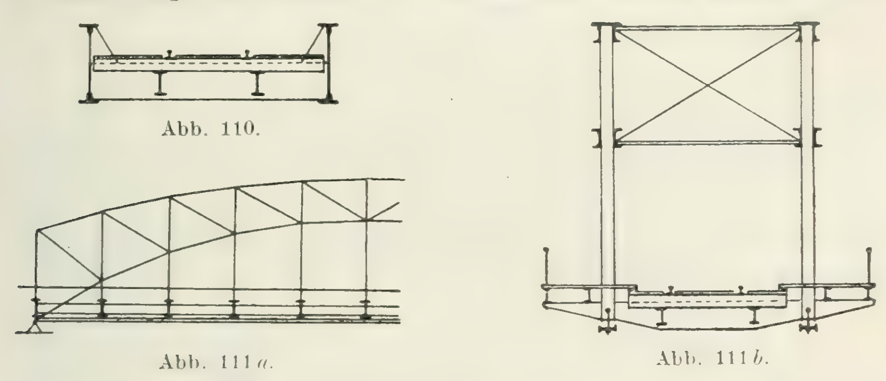


Abb. 110.

Abb. 111 *a*.

Abb. 111 *b*.

die Hauptträger (Abb. 111). Bei außenliegenden Fußwegen bietet diese Tragwerksanordnung den Vorteil des erleichterten Querverkehrs auf der Brücke, doch muß hier für die Aufnahme der in der Fahrbahnfläche angreifenden wagrechten Kräfte entsprechend vorgesorgt werden. Wir finden die angehängte Fahrbahn insbesondere bei den über der Fahrbahn liegenden Bogenträgern, bei linsenförmigen Trägern und bei Hängeträgern.

Hinsichtlich der Anordnung zweigeschossiger Fahrbahnen, von denen die eine für Straßen-, die andere für Eisenbahnverkehr dient, wird auf Bd. I, S. 39, hingewiesen. Den dort gegebenen Beispielen von Brücken mit besonders großen mehrfachen Verkehrsbahnen wird in Abb. 112 noch der Querschnitt der Blackwell-Brücke in New York angefügt.

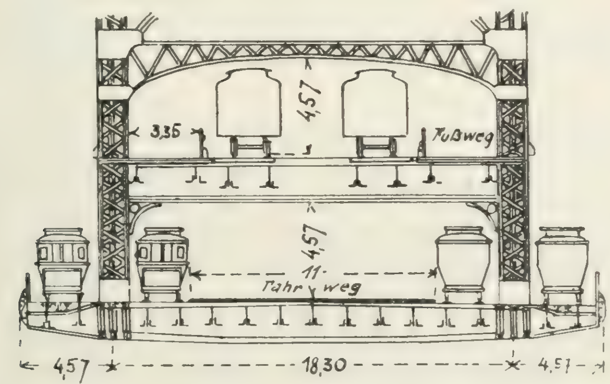


Abb. 112. Querschnitt der Blackwell-Brücke, New York.

An der Fahrbahnkonstruktion einer Brücke lassen sich im allgemeinen drei Teile unterscheiden:

1. die Fahrbahndecke, auf der unmittelbar der Verkehr stattfindet,

2. die Fahrbahntafel, d. i. die zusammenhängende tragende Unterlage der Fahrbahndecke und

3. das Trägergerippe der Fahrbahn, auf welchen die Fahrbahntafel aufliegt und das aus Quer- und Längsträgern gebildet wird. Bei den Straßenfahrbahnen sind diese Teile immer vorhanden, bei den Eisenbahnbrücken nur dann, wenn das Gleis in ein durchgehendes Kies- oder Schotterbett gelagert ist. Diese Anordnung bildet aber die Ausnahme, gewöhnlich ist das Gleis ohne Kiesbettung unmittelbar auf den Fahrbahnträgern liegend und es ist dann keine Fahrbahntafel vorhanden.

Bei der Fahrbahnherstellung sind weiters noch die Anlagen für die Entwässerung, für die Längsausdehnung (Auszugs- oder Dilatationsvorrichtungen) und der Anschluß an die Widerlager in Betracht zu ziehen.

A. Fahrbahn der Straßenbrücken.

§ 14. Die Fahrbahndecke

soll 1. sich möglichst stoßfrei und geräuschlos befahren lassen, 2. genügenden Widerstand gegen Abnützung und entsprechende Dauerhaftigkeit besitzen und 3. nicht allzu schwer sein. Man verwendet dafür Holzbohlenbelag, Beschotterung, Pflasterung mit Holz- oder Steinwürfeln oder auch Stampfasphalt.

Die aus Bohlen gebildete Fahrbahndecke wurde bereits bei den Holzbrücken (I. Bd., § 15, S. 129) besprochen. Fahrbahndecke und Fahrbahntafel sind hier entweder in einem Bohlenbelage vereinigt oder, was vorzuziehen ist, es liegt auf dem unteren, die Fahrbahntafel bildenden stärkeren Belage ein schwächerer (5 bis 7 *cm* starker) Schutzbelag, für welchen Eichen oder Buchenholz, bei geringerem Verkehr auch Kiefer- oder Lärchenholz verwendet wird. Zum Zwecke der Entwässerung der Fahrbahn hat man dem Bohlenbelage ein Quergefälle von 1 : 30 bis 1 : 40 zu geben, was durch Höherlegung der mittleren Fahrbahnlängsträger oder durch Auflage verschieden hoher Längsbalken auf den Fahrbahnlängsträgern, sowie durch einen durchgehenden Stoß der Bohlen in der Mitte der Fahrbahn zu erzielen ist. Der Stoß kann durch ein aufgeschraubtes Flach-

eisen überdeckt werden. Die Bohlen werden durch an der Unterseite eingeschlagene Hakennägel an den Trägerflanschen befestigt.

Diese Holzfahrbahn ist wohl sehr leicht aber wenig dauerhaft und bei stärkerem Verkehr einer raschen Abnützung unterworfen.

Das Gewicht eines Bohlenbelages von der Stärke d in Zentimetern beträgt für durchnäßten Zustand

$$g_0 = 9\,d \text{ bis } 10\,d \ kg/m^2.$$

Die Schotterdecke wird bei Brücken in Landstraßen mit gleicher Befestigung des Straßenkörpers gerne und häufig angewendet, da sie eine einheitliche und einfache Erhaltung zuläßt und durch die Straßenwärter immer leicht instand gehalten werden kann (Abb. 113). Die durch die Schotterdecke bewirkte Verteilung der Rad-

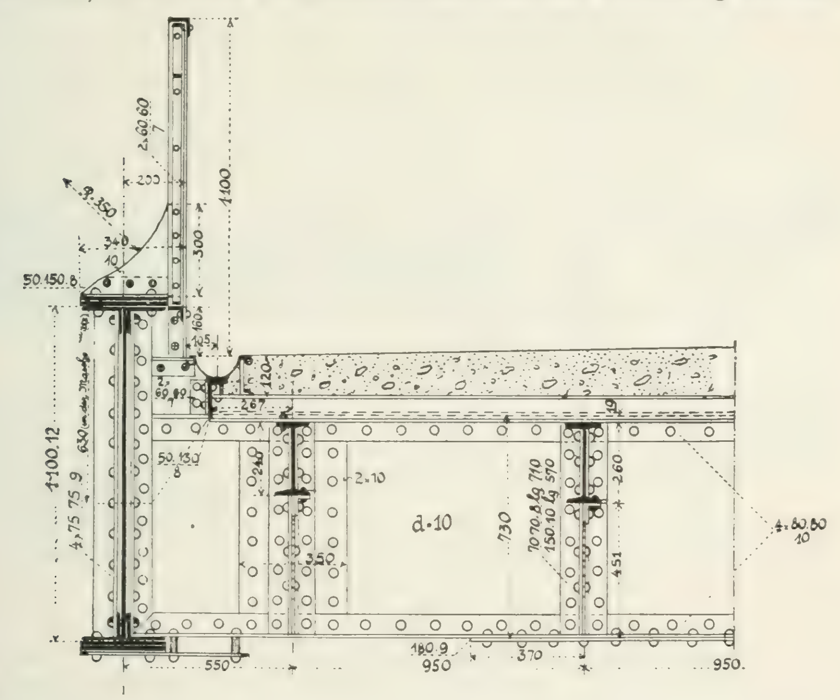


Abb. 113. Querschnitt einer Straßenbrücke mit Schotterdecke.
(Nach Plänen des österreichischen Arbeitsministeriums.)

drücke ist auch für die Fahrbahntafel günstig. Das Gewicht ist allerdings recht beträchtlich und man wird daher die Stärke der Schotterdecke nicht unnötig groß machen. Häufig wird bei bestehenden Brücken beim Ausbessern der Fahrbahn durch Nachschotterung dagegen gefehlt. Eine durchschnittliche Stärke von 20 *cm* kann als genügend angesehen werden, an den Rändern der Fahrbahn soll sie

aber nicht unter 12 *cm* betragen. Der Oberfläche wird der Entwässerung wegen ein Quergefälle von $^1/_{50}$ bis $^1/_{30}$ gegeben; man erzielt dasselbe dadurch, daß man die Schotterdecke in der Straßenmitte auf etwa 25 bis 30 *cm* verstärkt oder bei breiteren Brücken besser dadurch, daß man der Fahrbahntafel selbst ein Quergefälle gibt. Es ist nur Schlegelschotter (Steinschlag) aus hartem, wetterbeständigem Gestein mit einer Korngröße von 3 bis 6 *cm* zu verwenden. Zur Festigung des Zusammenhanges empfiehlt sich das Abwalzen mit einer entsprechend schweren Straßenwalze.

Das Gewicht der Schotterdecke kann bei der Stärke d in Zentimetern mit

$$g_0 = 19\,d \text{ bis } 20\,d \; kg \text{ pro } 1\, m^2$$

angenommen werden.

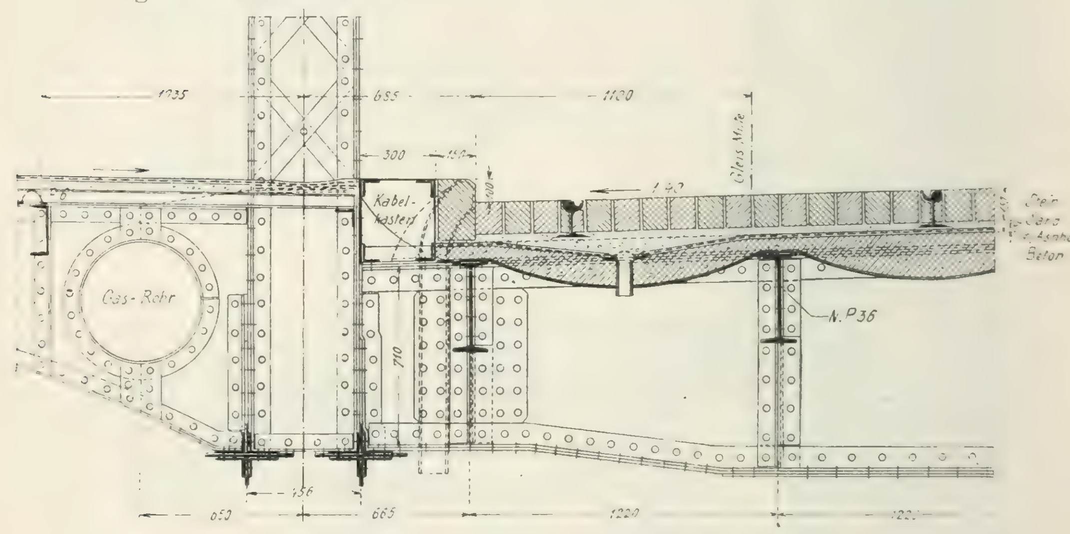


Abb. 114. Lange Brücke in Stettin. Querschnitt.

Steinpflaster als Fahrbahndecke auf Brücken eignet sich für besonders schweren und lebhaften Verkehr und findet daher bei städtischen Brücken häufig Verwendung (Abb. 114, 117). Nachteile sind sein hohes Gewicht, ein geräuschvolles Befahren und bei nicht guter Unterhaltung die Ausbildung einer unebenen Fahrbahnoberfläche, die infolge der unelastischen Brückendecke beim Befahren mit schweren Wagen starke Stöße und Erschütterungen des eisernen Tragwerkes hervorruft. Die zur Pflasterung verwendeten würfelförmigen Steine sind 15 bis 25 *cm* lang, 10 bis 20 *cm* breit, 10 bis 18 *cm* hoch. Sie werden in Querreihen mit versetzten Fugen auf einer 2 bis 6 *cm* hohen Sandschichte verlegt. Letztere findet ihre

Unterlage entweder auf einer Kiesschichte, die in einer Stärke von 8 bis 12 *cm* die Oberkante der Fahrbahntafel überdeckt, oder besser auf einer, die Fahrbahntafel um 6 bis 8 *cm* überdeckenden Schichte von Magerbeton, die eine wasserdichte Abdeckung aus Asphalt, Asphaltfilzplatten, Tektolith oder ähnlichem erhält. Zur Verminderung des Gewichtes empfiehlt es sich, niedere Würfel zu verwenden und erweist sich ein Pflaster aus hartem Stein (Granit) von bloß 10 *cm* Stärke auch für schweren Verkehr als vollkommen ausreichend widerstandsfähig. Bei Anordnung einer Betonunterlage genügt für dieses Pflaster eine Sandunterbettung von 2 bis 4 *cm*.

Das sogenannte „Kleinpflaster" verwendet noch kleinere Steine (8 *cm* hoch, 6 bis 8 *cm* breit, 10 *cm* lang), die in ein Mörtelbett verlegt werden. Auf die aufgerauhte Betonüberdeckung der Fahrbahntafel wird eine 3 *cm* starke trockene Mischung aus 2 Teilen Sand und 1 Teil Zement ausgebreitet, in dieser die Steine mit $^3/_4$ *cm* starken Zwischenfugen versetzt und festgerammt und hierauf die Fahrbahn reichlich mit Wasser übergossen, wodurch das trockene Gemenge in Mörtel verwandelt wird, der die Steine untereinander und mit der Unterlage verbindet. Schließlich werden die Fugen zwischen den Steinen mit Asphalt oder nur mit Zementmörtel (1:1) ausgegossen. Obwohl hier eine wasserdichte Isolierschichte fehlt, hat sich dieses Pflaster bei guter Ausführung als genügend wasserdicht erwiesen.

Der Oberfläche des Pflasters gibt man ein Quergefälle von 2 bis 3% oder eine Wölbung von $^1/_{100}$ bis $^1/_{70}$ Pfeil. Bei breiteren Brücken wird diese Querneigung wieder in der Fahrbahntafel auszubilden sein, um nicht die Brückendecke in der Fahrbahnmitte zu sehr verstärken zu müssen.

Als Gewicht des Steinpflasters von Stärke d in Zentimetern mit einer Sandunterbettung d_1 in Zentimetern ist anzunehmen

$$g_0 = 25\,d + 19\,d_1 \; kg \text{ pro } 1 \; m^2.$$

Das Holzpflaster (Abb. 118, 119) hat gegenüber dem Steinpflaster den Vorteil des um mehr als die Hälfte geringeren Gewichtes, der elastischen Milderung der Stöße, die auch infolge der ebenen glatten Oberfläche in vermindertem Maße auftreten, und des geräuschloseren Befahrens; dagegen ist es mehr der Abnützung unterworfen und bei nicht ganz sachgemäßer Ausführung können durch Feuchtigkeitsaufnahme leicht Formänderungen und Verwerfungen eintreten, die das Pflaster in einen üblen Zustand bringen. Die Herstellungskosten sind ungefähr gleich, die jährlichen Erhaltungskosten bei stärkerer Frequenz aber etwa anderthalbmal so groß als jene eines guten Steinpflasters.

Zur Pflasterung dienen Holzklötze (Holzstöckel), welche auf das Hirnholz gestellt werden, gewöhnlich 13 *cm* Höhe, 8 bis 10 *cm* Breite und 20 bis 25 *cm* Länge besitzen. Es muß ausgesuchtes, ast- und splintfreies, gut ausgetrocknetes Holz verwendet werden. Eine Tränkung mit Teeröl oder anderen Imprägnierstoffen erweist sich für die Haltbarkeit und die Verminderung des Quellens und Schwindens vorteilhaft. Meist werden mit Teeröl getränkte Kiefernholzstöckel verwendet, zuweilen auch amerikanische oder australische Holzarten; auch für Eichenholz (gut getrocknet und nicht imprägniert) liegen gute Erfahrungen vor.

Die Stöckel werden mit ihrer Längsrichtung in Querreihen senkrecht zur Brückenlängsachse ohne Zwischenraum verlegt, nach

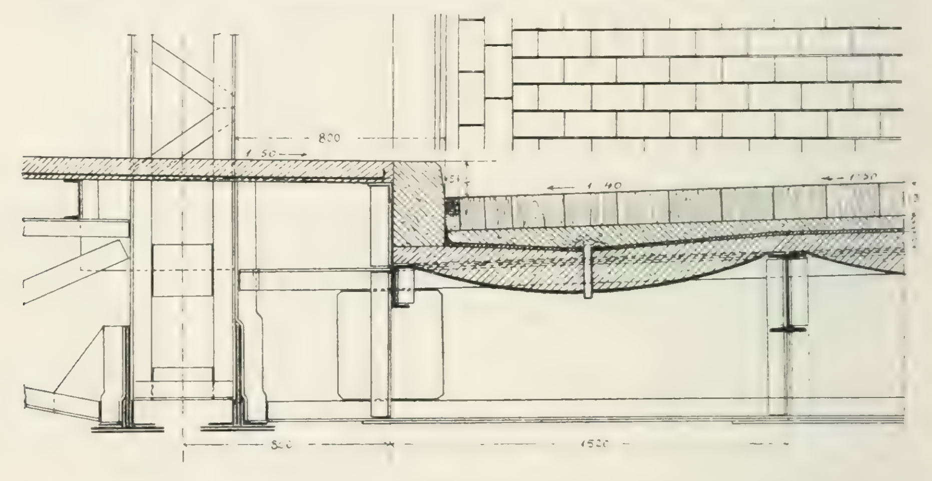


Abb. 115.

dem man sie zuvor in eine heiße Klebmasse aus Teer, Asphalt oder Pech getaucht hat. Gegen die Bordschwelle der Fahrbahn schließen diese Querreihen mit einer oder zwei Längsreihen ab, welche von der Bordschwelle durch eine etwa 5 *cm* weite Fuge zu trennen sind (Abb. 115). Letztere wird im unteren Teile mit Sand, darüber mit Ton ausgefüllt, wodurch die seitliche Ausdehnung möglich gemacht wird. Zwischen den Querreihen können 3 bis 6 *mm* weite Fugen gegeben werden, in die man Teerpappe oder Asphaltfilzstreifen einlegt, um auch die Ausdehnung nach der Längsrichtung nicht zu behindern. Die Unterlage der Stöckel muß eben und unnachgiebig sein. Man hat hiezu einen mit Teerpappe belegten schwachen Bohlenbelag verwendet oder besser die Stöckel unmittelbar auf eine Betonschichte, welche mit Zementmörtel abzugleichen ist, verlegt. Um die Feuchtigkeit von der Fahrbahnplatte abzuhalten, gibt man dieser

Betonschichte, für welche ein Mischungsverhältnis von 1 : 6 bis 1 : 8 genommen werden kann und welche die Fahrbahntafel um mindestens 6 *cm* überdeckt, eine wasserdichte Abdeckung (Naturasphalt, Tektolit, Ruberoid, Zuffersche Platten etc.). schützt aber diese noch durch eine darüber aufgebrachte, etwa 3 bis 5 *cm* starke Zement-Grobmörtelschichte (Mischung 1 : 4). Man hat auch die ganze untere Betonlage wasserdicht, nämlich aus Asphaltbeton (7 Gewichtsteile Kies, 1 Sand, 5 Asphalt und $1^1/_2$ Goudron) hergestellt und diesen mit einer 5 *cm* starken Zementbetonschichte überdeckt, auf welcher die Holzstöckel verlegt werden. Der Asphaltbeton ist aber teuer und trägt nicht wie der Zementbeton zur Erhöhung des Tragvermögens der Fahrbahntafel bei.

Der Oberfläche des Pflasters ist ein gegen die Bordschwellen verstärktes Quergefälle zu geben; am besten empfiehlt sich eine Parabel mit $^1/_{100}$ bis $^1/_{80}$ Pfeil. Das fertige Pflaster wird mit einer dünnen Schichte von harten Kies oder Gesteinsgrus bestreut; diese Bestreuung ist bei stärkerem Verkehr etwa alljährlich zu erneuern.

Das Gewicht des Holzstöckelpflasters von der Stärke d in Zentimetern ist

$$g_0 = 10\,d\ kg \text{ pro } 1\,m^2.$$

S t a m p f a s p h a l t als Fahrbahndecke gibt eine glatte, gut zu entwässernde, staub- und schmutzfreie Fahrbahn; unter Umständen kann auch die geringe Bauhöhe von Vorteil sein. Der Stampfasphalt wird in einer Stärke von etwa 5 *cm* auf einer Betonunterlage aufgebracht, der man in diesem Falle wohl eine etwas größere Stärke, 9 bis 12 *cm* über der Oberkante der Fahrbahntafel zu geben hat, um eine entsprechende Druckverteilung zu erzielen. Eine besondere wasserdichte Abdeckung ist hier nicht erforderlich, da der Stampfasphalt selbst wasserundurchlässig ist. Wegen der Glätte der Fahrbahn wird man aber dessen Anwendung auf Steigungen unter 1·5⁰/₀ beschränken.

Gewicht des Stampfasphalts von der Dicke d in Zentimetern

$$g_0 = 20\,d\ kg \text{ pro } 1\,m^2.$$

Beim Vergleich der Kosten der verschiedenen Fahrbahndecken auf Brücken kommen nicht bloß die Herstellungskosten pro Quadratmeter in Frage, sondern auch das durch das Gewicht der Fahrbahn beeinflußte Gewicht der Tragkonstruktion. Man kann letzteres näherungsweise im geraden Verhältnis mit der Gesamtbelastung und mit der Stützweite l wachsend annehmen, also setzen

$$g = a\,[g + (g_0 + p)\,b]\,l$$

worin g das Eigengewicht der Tragkonstruktion (gesamtes Eisengewicht) pro Längenmeter, g_0 das Gewicht der Fahrbahndecke und

p die Verkehrsbelastung pro Quadratmeter, b die Brückenbreite und a einen Beiwert bezeichnet. Es folgt daraus

$$g = \frac{a\,(g_0 + p)\,b}{1 - a\,l} \cdot l.$$

Für ein geändertes Gewicht der Brückendecke g_0' würde für das gleiche Tragwerkssystem

$$g' = \frac{\varkappa\,(g_0' + p)\,b}{1 - \varkappa\,l}\,l$$

mithin die relative Änderung des Gewichtes der Tragkonstruktion

$$\frac{g' - g}{g} = \frac{g_0' - g_0}{g_0 + p}.$$

Das Gewicht der Fahrbahndecke samt Unterbettung, aber ausschließlich der Fahrbahntafel beträgt bei Holzbohlenbelag 70 bis 90, bei Beschotterung 400 bis 600, bei Steinpflaster 600 bis 800, bei Holzpflaster 450 bis 550, bei Stampfasphalt 400 bis 450 *kg* pro 1 m^2. Auf eine 400 *kg* schwere Fahrbahndecke als Vergleichsbasis bezogen ergeben sich nach obiger Formel folgende Verhältniszahlen für das Gewicht der Tragkonstruktion:

Verhältnis des Gewichtes der Tragkonstruktion für verschieden schwere Fahrbahndecken.

Gewicht der Fahrbahndecke g_0 in kg/m^2		Verkehrslast p in kg/m^2			
		400	600	800	1000
Holzbelag	70	0·59	0·67	0·73	0·76
	100	0·63	0·70	0·75	0·79
Stampfasphalt	400	1	1	1	1
Beschotterung	450	1·06	1·05	1·04	1·04
Holzstöckelpflaster	500	1·12	1·10	1·08	1·07
	550	1·19	1·15	1·12	1·11
Steinpflaster	600	1·25	1·20	1·17	1·14
	700	1·37	1·30	1·25	1·21
	800	1·50	1·40	1·33	1·29

Die Decke der Fußwege wird häufig nur durch Holzbohlen gebildet, die auf Längs- oder Querbalken aufliegen. Wegen der Entwässerung erhalten die Bohlen Zwischenräume von 1 bis $1^1/_2$ *cm* und abgefaßte Kanten. Man gibt auch den Fußwegen eine schwache Neigung (1 : 50) nach innen zu. Die Längslage der Bohlen ist des besseren Begehens wegen vorzuziehen. Gegen die Fahrbahn ist der Bohlenrand durch eine Bordschwelle zu begrenzen oder durch Eisen-

einfassung zu schützen. Dauerhafter und von besserem Aussehen ist ein Estrich aus Gußasphalt von 25 *mm* Stärke, der auf einer Betonunterlage aufliegt, die entweder selbst tragend ist (bewehrte Betonplatte) oder ihre Unterstützung auf einer leichten Fahrbahntafel aus Belageisen, Buckelplatten o. a. findet. Man hat auch Zementestriche (20 *mm*), die aber gegen die tragende Unterlage wasserdicht zu isolieren und zur Verhinderung des Reißens mit einer Drahtnetzeinlage zu versehen sind, ausgeführt oder den Fußwegen ein in ein Mörtelbett gelegtes Plattenpflaster gegeben. Am solidesten, aber auch am schwersten ist ein Belag aus entsprechend großen 12 bis 15 *cm* starken bis 1·3 *m* weit freiliegenden Granitplatten, wie er bei manchen städtischen Brücken Anwendung gefunden hat.

§ 15. Die Fahrbahntafel.

Diese besteht entweder aus Holz, aus Eisen, aus Stein oder aus einer bewehrten Betonkonstruktion.

Die hölzerne, aus Bohlen bestehende Fahrbahntafel findet jetzt wohl nur dann Anwendung, wenn sie gleichzeitig Fahrbahn ist oder bloß einen Fahrbohlenbelag trägt. Für beschotterte oder gepflasterte Fahrbahnen wird man immer eine dauerhaftere, weniger Reparatur und Erneuerung bedürftige Fahrbahntafel aus Eisen oder Beton vorziehen. Bezüglich der Anordnung des Bohlenbelages und dessen Stärkeberechnung wird auf Bd. I, S. 132, verwiesen.

Zur Konstruktion einer eisernen Fahrbahntafel werden Belageisen, Buckelplatten, Hängebleche, Tonnenbleche oder auch Flachbleche verwendet. Wellblech findet wegen der schwierigen Entwässerung und des leichten Durchrostens der dünnen Bleche für Brückenbelage jetzt wenig Anwendung und auch die in Amerika vielfach üblichen mit den gleichen Nachteilen behafteten, aus Blechen und Formeisen zusammengesetzten wellenförmigen Trogbleche werden neuerdings gerne durch Eisenbeton-Konstruktionen ersetzt.

1. Als Belageisen kommen jetzt hauptsächlich nur Zorèseisen nach den österreichischen oder deutschen Profiltypen (siehe S. 28) und ein Trapezeisenprofil der Burbacher Hütte (Abb. 116) zur Verwendung. Letzteres hat bei einem Gewicht von 19·7 *kg* pro 1 *m* ein Widerstandsmoment $W = 90\ cm^3$, übertrifft sonach das annähernd gleich schwere Zorèseisenprofil Nr. 24 noch an Tragfähigkeit.

Abb. 116.

Die Belageisen werden entweder quer zur Brückenlängsachse oder dazu parallel angeordnet. Im ersteren Falle liegen sie auf den

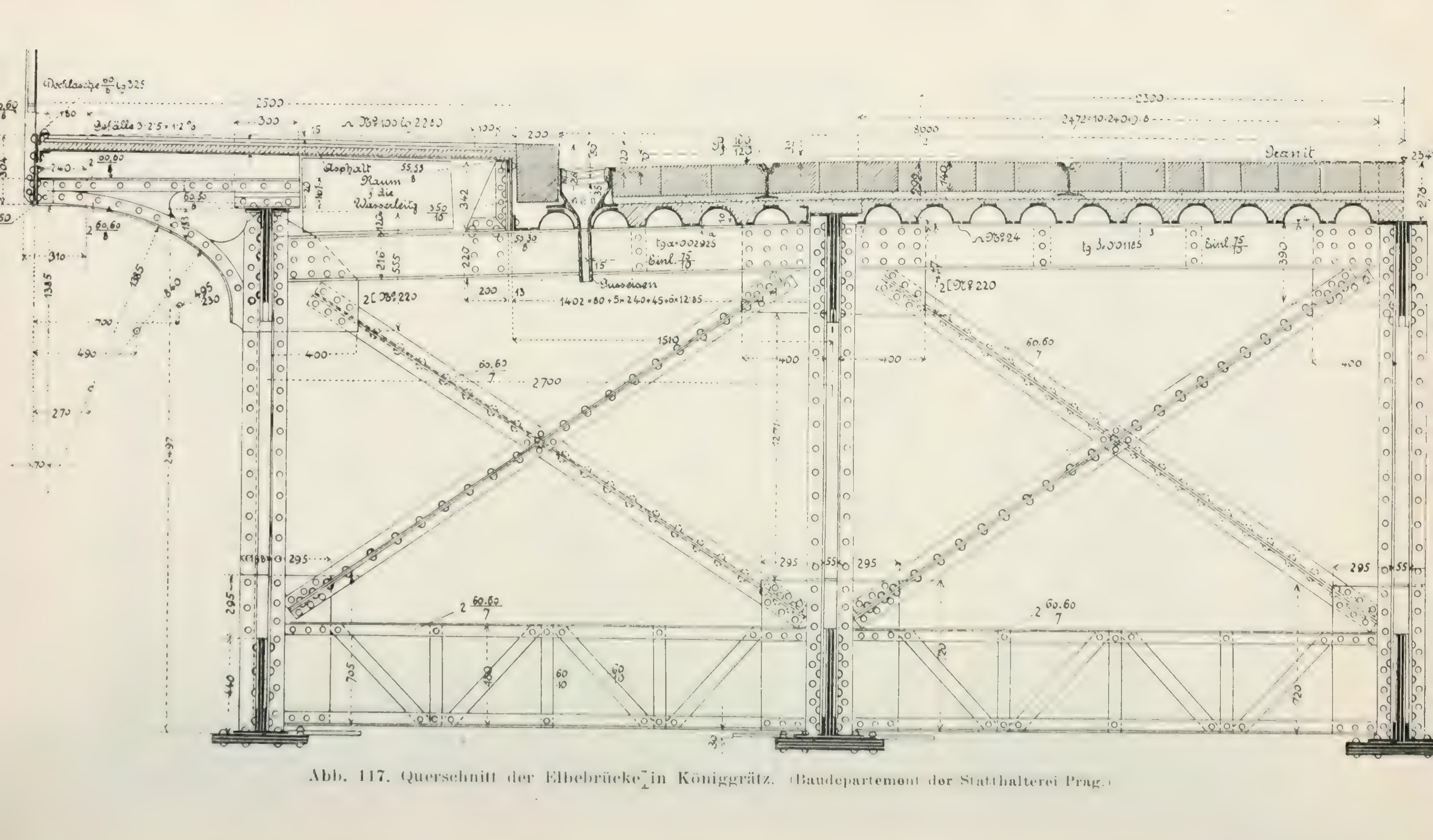


Abb. 117. Querschnitt der Elbebrücke in Königgrätz. (Baudepartement der Statthalterei Prag.)

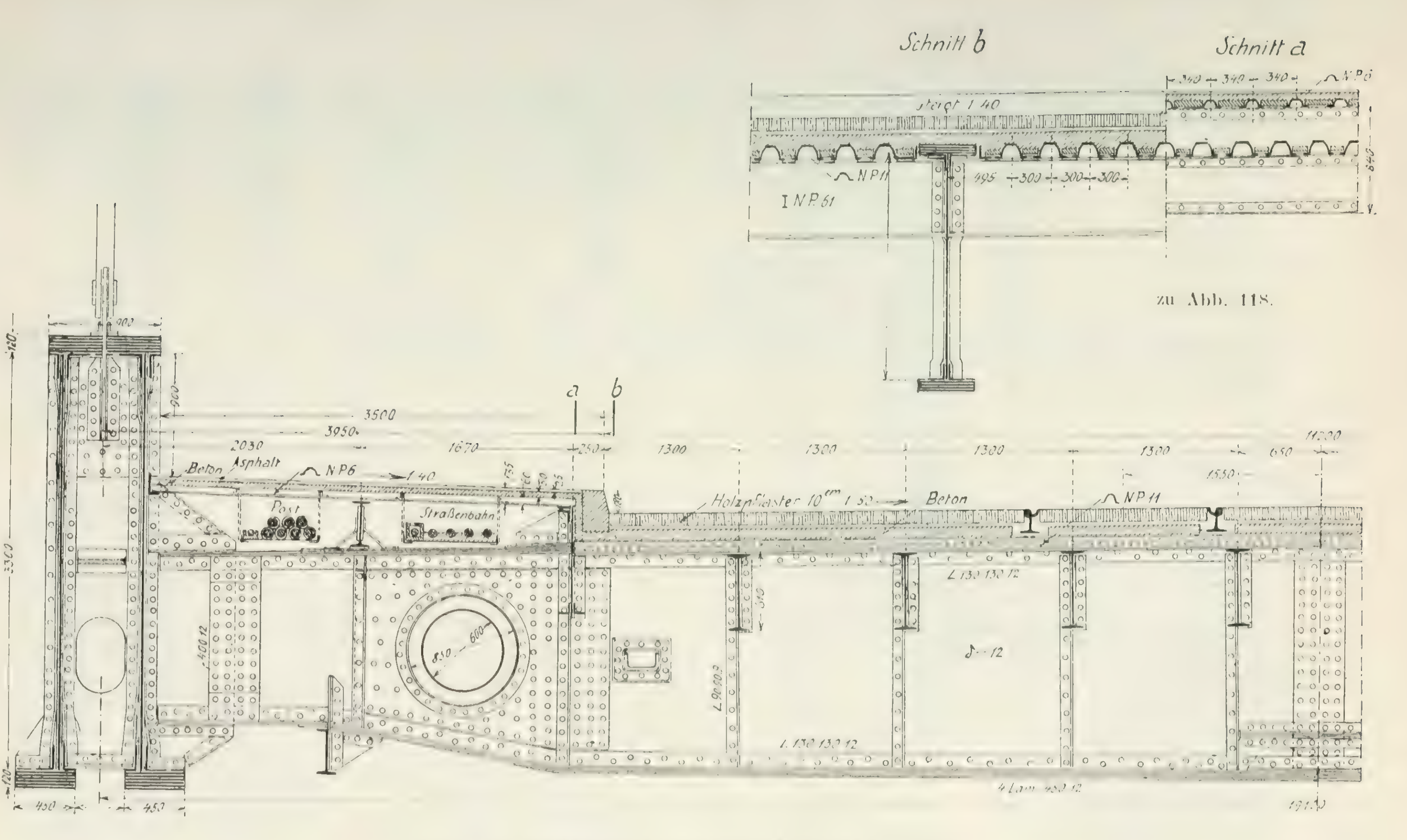


Abb. 118. Querschnitt der Rhein-Straßenbrücke in Köln.

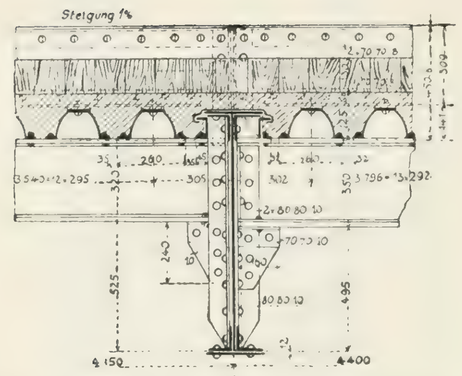


Abb. 119 *b*. Längsschnitt durch die Fahrbahn.

Fahrbahnlängsträgern, im zweiten Falle auf den Querträgern. Die Längslage (Abb. 117) bietet den Vorteil, daß die Fahrbahntafel in der Mitte der Brückenbahn, ihrer Wölbung entsprechend höher gelegt und dadurch eine gleichmäßigere Stärke der Fahrbahndecke erhalten werden kann. Sie erfordert aber naheliegende Querträger oder die Einschaltung von sekundären, auf die Längsträger gelagerten Zwischenquerträgern. Man findet daher häufiger die Querlage durchgeführt (Abb. 113, 118, 119), bei der dann allerdings, wenn die Zorèseisen nicht, wie in Abb. 118, gebogen werden, sich in der Fahrbahnmitte eine größere Deckenstärke ergibt. Um aber bei breiten Fahrbahnen das Gewicht der Fahrbahndecke dadurch nicht allzusehr zu vergrößern, anderseits das Biegen oder Knicken der schweren Profile, das nur warm durchgeführt

Abb. 119 *a*. Querschnitt einer Straßenbrücke. (Nach Plänen des österreichischen Arbeitsministeriums.)

werden kann, zu vermeiden, empfiehlt es sich, die Belageisen in der Brückenachse zu stoßen und ihnen eine dachförmige Neigung zu geben (Abb. 119).

Die Zorèseisen werden nicht dicht gelegt, sondern mit einem Zwischenraum von 2 bis 3 *cm*, erstlich wegen der besseren Entwässerung der darüber liegenden Decke und dann auch um an Zahl der Eisen zu sparen. Bei ausreichendem Tragvermögen hat man die Zorèseisen auch weiter, mit 10 bis 15 *cm* Zwischenraum verlegt. Die schmalen Spalten sind mit Kiessteinen, die breiteren mit Ziegeln, Dachziegeln oder Betonsteinen (zur Erzielung geringeren Gewichtes

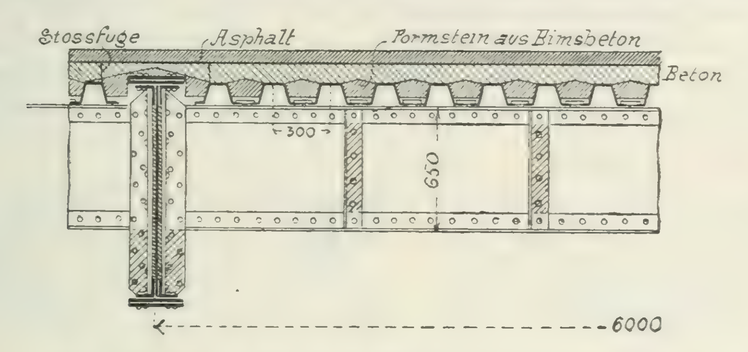


Abb. 120. Treskow-Brücke zu Ober-Schöneweide (Bernhard).
(Aus „Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure", 1905.)

wurde hiezu auch Bimssteinbeton verwendet) zu überdecken (Abb. 120), wodurch für die Aufbringung einer Betonlage eine untere Schalung entbehrlich wird.

Die Befestigung auf den Trägern erfolgt durch schwache Nieten (Abb. 121) — es genügt an jedem Träger jedes Zorèseisen durch je einen oder zwei diagonalgestellte Nieten festzuhalten —, häufiger durch Schrauben in Verbindung mit Deckplättchen oder durch Prasilsche Klemmplatten. Die Schraubenbolzen werden so angeordnet, daß Durchbohrungen der Flanschen vermieden werden. Sie liegen zwischen je zwei Zorèseisen, deren Füße sie mit Deckplättchen niederhalten und untergreifen den Trägerflansch entweder mittels eines hakenförmigen Kopfes (Abb. 122) oder mit einem Klemm-

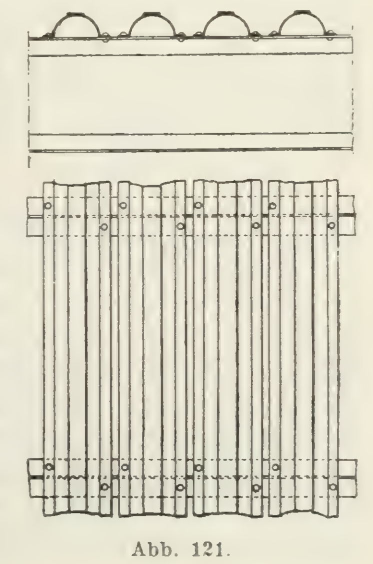
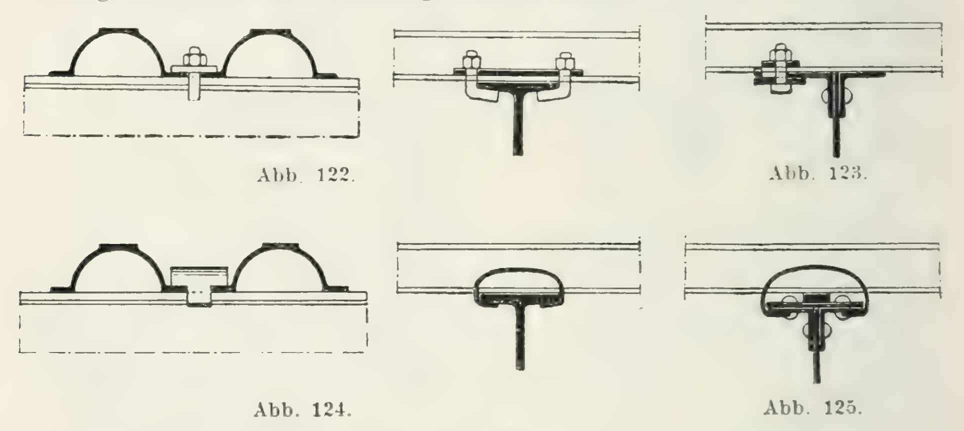


Abb. 121.

plättchen (Abb. 123). Im ersteren Falle empfiehlt es sich zur Verhinderung der Lockerung immer zwei gegenüberstehende Bolzen mit gemeinsamer oberer Deckplatte anzuordnen. Eine einfache und gut bewährte Befestigung gestatten die Prasilschen Klammern (Abb. 124), das sind Bügel aus 3 bis 4 *mm* starkem Blech, welche den Trägergurt überspannen, auf den Füßen zweier benachbarter Zorèseisen aufliegen und mit schmäleren lappenförmigen Ansätzen in den Zwischenraum hinabreichen. Diese Lappen werden nach Auflage des Bügels unter dem Trägerflansch scharf abgebogen.

Hat der Träger vertikale Gurtungsnieten, so sind deren Köpfe der unmittelbaren Auflagerung der Zorèseisen hinderlich, wenn nicht die Nietteilung der Breite und dem Abstande der Zorèseisen entsprechend gewählt wird, was nicht immer möglich ist. Man befestigt dann auf der Gurtung mittels Stiftschrauben ein schmales,


Abb. 122. Abb. 123.
Abb. 124. Abb. 125.

die Nietköpfe überragendes Flacheisen (Abb. 125) und erreicht dadurch auch eine zentrische, d. i. in seiner Mittelebene wirkende Belastung des Trägers.

Auf die Belageisen kommt entweder unmittelbar die Beschotterung oder eine ihre Oberkante mindestens 6 *cm* überdeckende Schichte Stampfbeton, welche die Unterlage für die im vorhergehenden Paragraphe besprochene Fahrbahndecke bildet. Die Betonlage hat mehrfache Vorteile: 1. sie gestattet, wenn sie auch selbst nicht wasserdicht ist, die Anbringung einer wasserdichten Abdeckung und dadurch einen wirksamen Rostschutz für die Belageisen, 2. sie begünstigt die Verteilung der Raddrücke über mehrere Belageisen und 3. sie erhöht auch etwas die Tragfähigkeit der Fahrbahnplatte. Letzterer Umstand wird jedoch bei der Berechnung der Zorèseisen nicht weiter berücksichtigt, da eine eigentliche Verbundwirkung nicht angenommen werden kann und man meist nur ziemlich mageren

Füllbeton (1:6), zuweilen zur Verminderung des Gewichtes auch bloß Schlacken- oder Bimsbeton (spez. Gew. 1·0 bis 1·3) verwendet.

Die höher liegenden Gurten der zu den Zorèseisen parallel laufenden Fahrbahnträger (Querträger oder Hauptträger) werden durch seitlich liegende Winkel- oder [-Eisen gegen den Beton abgegrenzt (Abb. 119 *b*, 126). Bei Schotterbedeckung empfiehlt es sich, den ganzen Trägergurt gegen den Schotter zu isolieren oder mit einer Kappe aus Asphaltbeton zu überdecken (Abb. 127). Liegen die Gurte der Träger in gleicher Höhe, so kann man sie auch mit einem Zorèseisen überdecken und so gegen den Schotter isolieren.

Der Lastverteilung durch die Fahrbahndecke wird die übliche Annahme zugrunde gelegt, daß man der Aufstandsfläche a der Last ein mehrfaches der verglichenen Stärke z der unter dem Pflaster befindlichen Decke zuschlägt. Man setzt

$$b = a + \beta z,$$

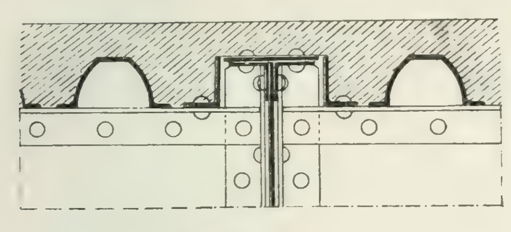


Abb. 126.

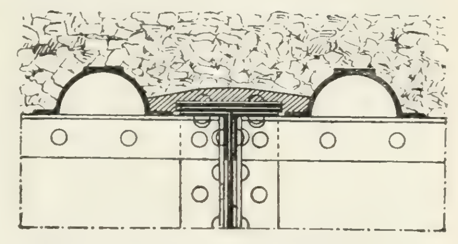


Abb. 127.

worin a = Felgenbreite des Rades oder Breite eines Pflasterwürfels = rund 10 *cm*, β = 1·5 bis 2 für Schotterüberdeckung, = 2 bis 2·5 für Beton.

Ist b_1 der Abstand der Belageisen (Abb. 128), so kommt von dem Raddrucke D auf ein Belageisen der Druck

$$D_1 = \frac{b_1}{b} D.$$

Häufig wird auch nur einfach $\frac{b_1}{b} = \frac{1}{2}$ gesetzt, also angenommen, daß sich der Raddruck durch die Brückendecke auf zwei Zorèseisen verteilt; eine Annahme, die man meist als zulässig bezeichnen kann, wogegen eine Verteilung auf drei Eisen, die man auch zuweilen der Berechnung zugrunde gelegt findet, wohl zu hoch gegriffen ist.

Bezeichnet g_0 das Gewicht der Fahrbahn (Fahrbahndecke und Tafel) pro 1 m^2, c die Stützweite der Belageisen in Metern (Abb. 129) und nimmt man die Verteilungsbreite b_2 nach der Längsrichtung der Eisen, gleich jener nach der Querrichtung = b an, so wird das auf

ein Belageisen entfallende Moment für ein in der Feldmitte stehendes Rad, wenn zunächst von der mehrfachen Auflagerung abgesehen wird:

$$M = \frac{1}{8}\, g_0\, b_1\, c^2 - \frac{1}{4}\, D\, \frac{b_1}{b} \left(c - \frac{b}{2}\right).$$

Faßt man die Belageisen als kontinuierliche Träger auf, berücksichtigt aber schätzungsweise die Nachgiebigkeit der Stützpunkte, so kann (nach Winkler) gesetzt werden:

$$M = \left[0\cdot1\, g_0\, c^2 - 0\cdot23\, D\, \frac{c}{b} - 0\cdot134\, D\right] b_1 \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 39)$$

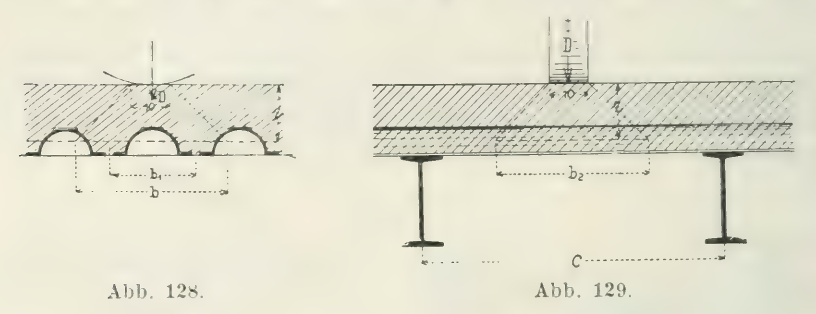


Abb. 128. Abb. 129.

Damit ergibt sich das erforderliche Widerstandsmoment eines Belageisens mit $W = \frac{M}{s}$.

Rechnet man für eine mittlere Stärke der Fahrbahndecke mit einer Verteilungsbreite b_2 nach der Längsrichtung der Zorèseisen von rund $0\cdot5\, m$, nach der Querrichtung aber mit einer Druckverteilung auf etwa zwei Zorèseisen, nimmt man ferner das Gewicht der Fahrbahndecke g_0 im Mittel mit 450 bis 500 kg/cm^2 an, und setzt man den Abstand b_1 der Zorèseisen gleich ihrer Breite $+ 2\, cm$, so ergeben sich bei einer Inanspruchnahme von $s = 750\, kg/cm^2$ für die österreichischen und deutschen Belageisenprofile die in den nachstehenden Tabellen angegebenen Grenzwerte der Stützweiten und Raddrücke:

Österreichische Zorèseisenprofile.

Profil Nr.	Breite (des Profils, mm)	Höhe (des Profils, mm)	Widerstandsmoment cm^3	Gewicht kg pro m	Gewicht kg pro m^2	Größte Stützweite c in Meter bei einem Raddrucke D in Tonnen: D = 0·75	2	3	4	5	6
10	100	36	4·96	4·20	35·0	0·78					
16	160	55	16·00	8·46	47·0	1·12	0·79				
18	180	63	24·50	10·88	54·4	1·51	1·10	0·8			
21	210	75	40·00	15·07	65·5	1·96	1·50	1·15	0·88	0·70	0·60
24	240	87	61·80	19·81	76·2	—	1·91	1·52	1·20	1·00	0·89
26	260	95	80·40	23·56	84·2	—	2·20	1·74	1·38	1·15	1·03
26 a	260	125	110·60	24·5	87·5	—	—	2·16	1·77	1·50	1·31

Ohne Befestigungsmittel und bei einem Zwischenraum der Zorèseisen von 2 cm.

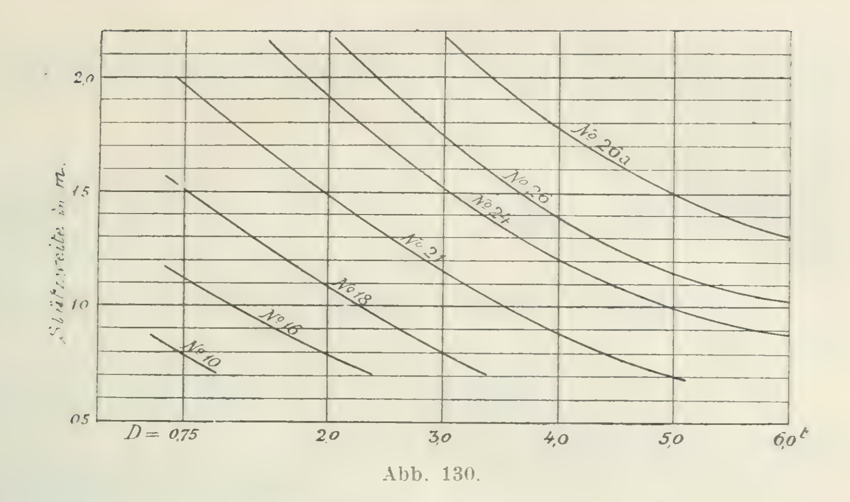


Abb. 130.

Deutsche Belageisenprofile.

Profil Nr.	Breite (des Profils *mm*)	Höhe (des Profils *mm*)	Widerstandsmoment m^3	Gewicht *kg* pro *m*	Gewicht *kg* pro m^2[1]	Größte Stützweite *c* in Meter bei einem Raddrucke *D* in Tonnen: $D = 0{\cdot}75$	2	3	4	5	6
5	120	50	9·21	5·29	37·8	1·18	0·70	—			
6	140	60	15·6	7·32	45·7	1·60	1 05	0·73	—		
7½	170	75	28·1	10·36	54·5	1 85	1·30	1 00	0·77	—	—
9	200	90	46·1	14 05	63 9	—	1·75	1·35	1·06	0 89	0·80
11	240	110	75·9	19·00	73·1	—	2·18	1·75	1·40	1·18	1·02
120/140	240	120	90 0	19·70	75·8	—	—	1·98	1·60	1 33	1·18

[1] Ohne Befestigungsmittel und bei einem Zwischenraum der Zoréseisen von [illegible]

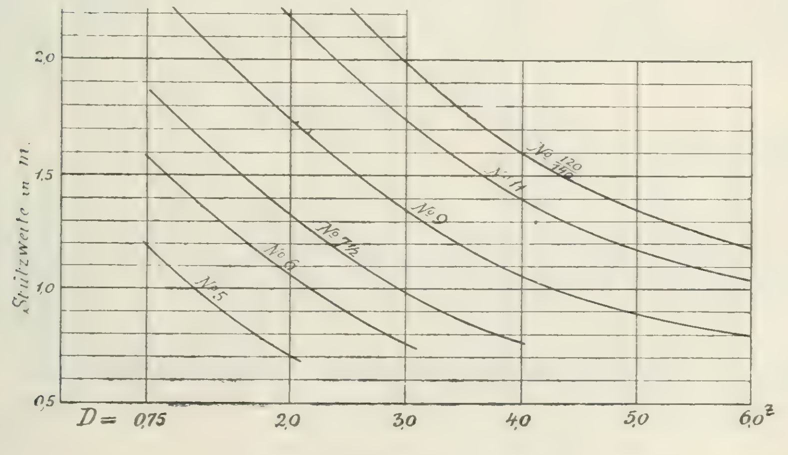


Abb. 131.

Man kann hienach für das Gewicht des Zorèseisenbelages, unter Zuschlag von 5 bis 8 kg pro 1 m^2 für die Befestigungsmittel, etwa setzen:

$$\left.\begin{array}{ll}\text{unter Verwendung österreichischer Profile} \ldots\ldots & g' = 35 + (10 + 7{\cdot}5\, D)\, c \;\; kg/m^2 \\ \text{unter Verwendung deutscher Profile} \ldots\ldots & g' = 31 + (12 + 6\, D)\, c \;\; kg/m^2 \end{array}\right\} \quad 40)$$

Hierin bezeichnet D den Raddruck in Tonnen, c die Stützweite in Meter.

Die Diagramme (Abb. 130, 131) können dazu benützt werden, um denselben für gegebenen Raddruck und Stützweite das entsprechende Belageisenprofil zu entnehmen.

Die günstigste Stützweite c, d. i. der günstigste Abstand der die Zorèseisen tragenden Fahrbahnträger ergibt sich aus der Bedingung, daß für denselben das auf 1 m^2 entfallende Gewicht der Belageisen und Fahrbahnträger den Kleinstwert annehmen soll. Ist g das Gewicht eines Fahrbahnträgers pro Längeneinheit, g' das Gewicht der Fahrbahntafel pro Flächeneinheit, so soll hiernach

$$g' + \frac{g}{c}$$

zu einem Minimum gemacht werden.

Sind die Fahrbahnlängsträger Walzträger, so gilt für deren Gewicht annähernd

$$g = 17 + 0{\cdot}06 \frac{M}{s} = 17 + 8\, M$$

wenn $s = 750\, kg/cm^2$ gesetzt wird und M das Maximalmoment in tm bezeichnet. Letzteres ist bei dem Gewichte g_0 der Fahrbahn in t/m^2 und dem Raddrucke D

$$M = \frac{1}{8}\, g_0\, c\, l^2 + \frac{1}{4}\, D l$$

sohin

$$g = 17 + g_0\, c\, l^2 + 2\, D l.$$

Damit und mit den Werten für g' nach den Gleichungen 40) liefert die obige Bedingung für das Minimum

$$\left.\begin{array}{lll} & c = \sqrt{\dfrac{17 + 2\, D l}{10 + 7{\cdot}5\, D}} & \text{für österreich. Zorèseisen} \\ \text{oder} & c = \sqrt{\dfrac{17 + 2\, D l}{12 + 6\, D}} & \text{„ deutsche „} \end{array}\right\} \ldots 41)$$

Sind die Fahrbahnlängsträger als Blechträger ausgeführt, deren Gewicht nach Gleichung 38) mit

$$g = 16 \frac{M}{l} + 12\,l$$

angenommen werden kann, so ergibt sich in gleicher Weise das Mindestgewicht für

$$\left.\begin{aligned} c &= \sqrt{\frac{4\,D - 12\,l}{10 - 7{\cdot}5\,D}} \text{ für österreich. Zorèseisen} \\ c &= \sqrt{\frac{4\,D + 12\,l}{12 + 6\,D}} \quad „ \quad \text{deutsche} \quad „ \end{aligned}\right\} \quad . \quad . \; 41\,a)$$

Es ist hierin D in Tonnen, l die Stützweite der Fahrbahnlängsträger in Meter einzusetzen.

2. Die aus Buckelplatten hergestellte Fahrbahntafel findet insbesondere bei den in Deutschland erbauten Brücken häufig Anwendung. Die Buckelplatten[1]) sind, nach Art eines flachen Klostergewölbes mit scharfen oder abgerundeten Graten ausgebauchte Blechtafeln mit einem ringsherum laufenden ebenen Rande (Abb. 132). Die Grundrißform ist in der Regel ein Rechteck oder Quadrat, doch kommen bei schiefen Brücken auch trapezförmige und dreieckige Tafeln zur Anwendung. Die Herstellung erfolgt in der Weise, daß glühend gemachte Bleche mit hydraulischen Pressen in entsprechende Matrizen gepreßt werden. Die gewöhnliche Tafelgröße bewegt sich zwischen 1 m^2 und 3·0 m^2, die Seitenlängen liegen zwischen 0·5 m und 2 m; übliche Abmessungen sind für rechteckige Tafeln ungefähr $0{\cdot}7 \times 1{\cdot}2$, $1{\cdot}0 \times 1{\cdot}5$, $1{\cdot}5 \times 1{\cdot}8$ m; ausnahmsweise werden auch noch größere Tafeln bis $1{\cdot}8 \times 2{\cdot}5$ m verwendet, doch sind diese nicht mehr recht handlich und fassen auch in der Wölbung viel Ausfüllungsmaterial. Der ebene Rand erhält eine Breite von 50 bis 70 mm und erfolgt die Befestigung auf den unterstützenden Trägern mittels Nieten von 13 bis 18 mm Durchmesser. Die Pfeilhöhe des Buckels beträgt $^1/_8$ bis $^1/_{12}$ der kleineren Seitenlänge oder etwa $^1/_{10}$ bis $^1/_{15}$ des Mittels aus den beiden Seitenlängen.

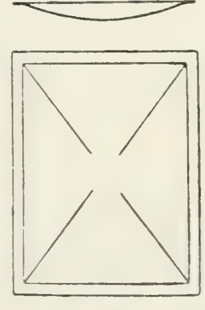


Abb. 132.

Die Platten erhalten 6·5 bis 11 mm Stärke. Schwächere Bleche als solche von 6 mm wird man wegen der durch Abrosten eintretenden

[1]) Etwa 1860 von dem englischen Ingenieur Mallet erfunden.

Schwächung nicht verwenden. Zum Schutz gegen Rostangriff werden die Platten in der Regel verzinkt.

Der Buckelplattenbelag erfordert die Anordnung eines Fahrbahnträgergerippes mit Feldern gleich der Plattengröße. Bei einem kleinen Bedarf von Platten wird man sich an vorhandene Normalabmessungen halten, da die Anfertigung besonderer Matrizen für abweichende Plattengrößen sich nur bei größeren Bestellungen lohnt. Der Plattengröße entsprechend enthält sonach das Trägergerippe der Fahrbahn nebst den Querträgern und Fahrbahnlängsträgern noch sekundäre, auf die Längsträger gelagerte Zwischenquerträger. Die oberen Gurtflanschen aller dieser Träger müssen gleich hoch liegen, um den Buckelplatten ein ebenes Auflager zu bieten.

Die Buckelplatten werden gewöhnlich hängend, d. i. mit dem Buckel nach abwärts (Abb. 114, 115), selten stehend angeordnet. Die erstere Lage ist für die Entwässerung günstiger und gibt eine kleinere Bauhöhe; hinsichtlich der Tragfähigkeit sind beide Anordnungen ziemlich gleichwertig.

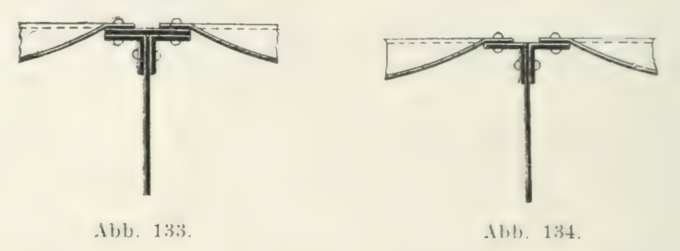


Abb. 133. Abb. 134.

Genietete Träger, auf welche Buckelplatten aufliegen, sollen stets eine durchgehende obere Kopfplatte erhalten (Abb. 133), da bei einer bloßen Auflagerung auf den Gurtwinkeln (Abb. 134) die horizontalen Nieten sehr ungünstig auf Abreißen beansprucht würden. Man könnte die Ränder der Buckelplatten auch zwischen die Winkel und die erste durchgehende Kopfplatte einklemmen (Abb. 135), was für deren Befestigung wohl vorteilhaft wäre und auch gestatten würde, daß nach Erfordernis weitere, nicht über die ganze Trägerlänge reichende Gurtplatten aufgenietet werden könnten. Es bedingt diese Befestigungsweise aber entsprechend breite Ränder der Buckelplatten, damit die für den Träger erforderlichen stärkeren Nieten durchgezogen werden können, und sie hat den Nachteil, daß die Träger erst an der Baustelle fertig genietet werden können; auch ist die etwaige Auswechslung schadhaft gewordener Buckelplatten sehr erschwert. Am zweckmäßigsten ist es, bei Trägern mit mehrfachen Gurtplatten die unterste, über die ganze Trägerlänge durchgehende Platte um die Breite der Buckelplattenränder breiter zu halten

(Abb. 136); die Träger können dann in der Werkstatt fertig genietet werden und man ist bei der Nietung der Buckelplatten von der Nietteilung und Nietstärke der Träger ganz unabhängig.

Für Zwischenquerträger genügen in der Regel schwächere

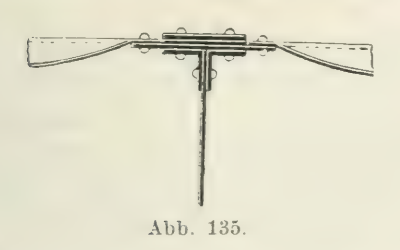


Abb. 135.

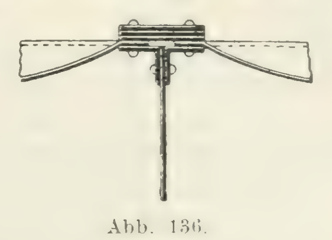


Abb. 136.

Walzträger, die aber doch mindestens eine Flanschenbreite von 10 *cm* haben müssen, um die Buckelplatten aufnieten zu können. An Stelle schwächerer Träger als Profil Nr. 22 empfiehlt sich daher die Verwendung von [-Eisen (Abb. 137), auf deren Flansch die Ränder der Buckelplatten sich übergreifen und durch eine Nietreihe gemeinsam befestigt sind. Unter der höher liegenden Platte ist dann auf dem Längsträger ein Futterblech unterzulegen.

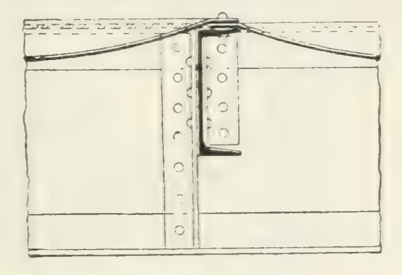


Abb. 137.

Die Ermittlung der Tragfähigkeit einer Buckelplatte oder deren Stärkebestimmung für eine gegebene Belastung auf theoretischem Wege führt wegen der Schwierigkeit der Aufgabe zu keinen recht brauchbaren Ergebnissen. Es liegen darüber aber hinreichende Erfahrungen vor, aus denen sich empirische Regeln ableiten ließen.

Bezeichnet

h die Höhe des Buckels in Zentimetern,

a die größere, b die kleinere Seitenlänge der Platte in Zentimetern

δ die Blechstärke in Zentimetern,

D die konzentrierte Last (Raddruck) in Tonnen,

G das Gewicht der Platte mit Füllung und Fahrbahndecke in Tonnen (zirka 0·6 t pro 1 m^2), so lautet eine Formel nach Winkler

$$0{\cdot}6\, h\, \delta = \left[0{\cdot}3\, D \left(1 + 0{\cdot}1\, \frac{h}{\delta}\right) + 0{\cdot}05\, G\right] \frac{b}{a}\, \frac{a^4}{a^4 - b^4};$$

nach Haeseler

$$D = 2{\cdot}64 \left(1 + \frac{b^4}{a^4}\right) \frac{a}{b}\, \delta^2.$$

Bauschinger fand auf Grund von Versuchen mit stehenden Buckelplatten von 1 *m* Seitenlänge, 7·8 *cm* Pfeilhöhe und 1 *cm* Stärke, die konzentrierte Belastung mit 2·2facher Sicherheit gegen Durchschlagen

$$D = 60\,\frac{h\,\delta}{a},$$

wofür bei hängenden Platten und mit Rücksicht auf die Verteilung der Belastung wohl gesetzt werden kann

$$D = 100\,\frac{h\,\delta}{a}.$$

In der Ausführung findet man die Regel eingehalten, daß für Platten bis zu 2 m^2 Größe und für Raddrücke von 3 bis 6 *t* Plattenstärken von 6 bis 8 *mm*, für größere Platten solche von 10 *mm* angewendet werden. Es entspricht dies etwa der Gleichung

$$\delta^{cm} = \frac{15}{28 - D\,a} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 42)$$

worin D in Tonnen, die Seitenlänge a in Meter einzusetzen ist.

Die Befestigungsnieten an den Plattenrändern haben den durch die Belastung hervorgerufenen Horizontalschub aufzunehmen. Letzterer ist in der Seite a annähernd

$$H = \left(\frac{1}{5}\,D - \frac{1}{8}\,G\right)\frac{b}{h}\,\frac{a^4}{a^4 - b^4},$$

oder pro Längeneinheit, wenn in der Plattenmitte wegen der voraussichtlich ungleichförmigen Verteilung mit dem doppelten Werte gerechnet wird,

$$\frac{2\,H}{a} = (0{\cdot}4\,D - 0{\cdot}25\,G)\,\frac{b}{h}\,\frac{a^3}{a^4 - b^4}.$$

Bei dem Nietabstande e, dem Nietdurchmesser d und der Scherbeanspruchung 0·7 t/cm^2 müßte sonach sein

$$0{\cdot}7\,\frac{\pi\,d^2}{4} = \frac{2\,H}{a}\,e$$

woraus

$$e = \frac{0{\cdot}55\,d^2}{0{\cdot}4\,D - 0{\cdot}25\,G}\,\frac{h\,(a^4 - b^4)}{b\,a^3}$$

oder mit dem Durchschnittswerte $0{\cdot}4\,D + 0{\cdot}25\,G = 0{\cdot}5\,D$ und mit $a = b$

$$e = 2{\cdot}2\,\frac{d^2\,h}{D} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 43)$$

Man mache aber des dichten Schlusses wegen e nicht größer als 6 d, wodurch in der Regel auch der obigen Gleichung entsprochen wird.

Wenn mit den Buckelplatten nicht gleichzeitig auch die Gurtbleche des Trägers mit vernietet werden, so können zur Befestigung der Buckelplatten schwächere (12 bis 16 *mm*) Nieten verwendet werden, für die eine Randbreite von 50 bis 60 *mm* genügt; doch ist die Verwendung stärkerer Nieten und breiterer Ränder vorzuziehen.

Auf die aus den Buckelplatten gebildete Fahrbahntafel kommt wieder entweder unmittelbar die Schotterdecke der Fahrbahn oder

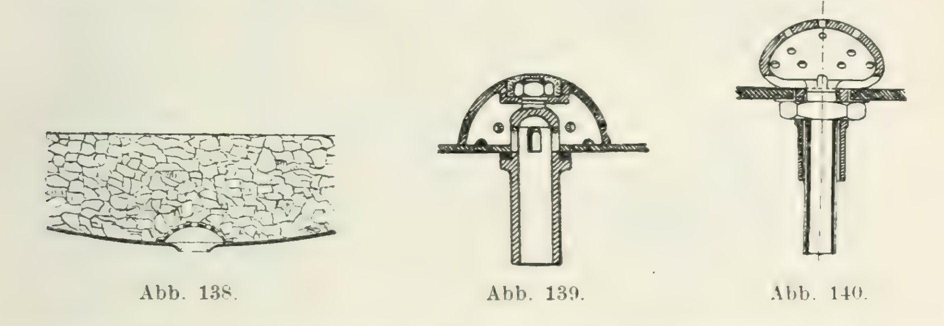


Abb. 138. Abb. 139. Abb. 140.

eine Zementbetonlage, welche an der schwächsten Stelle die Oberkante der Fahrbahntafel um mindestens 4 *cm* zu überdecken hat. Es ist dafür zu sorgen, daß das durch die Fahrbahn eindringende Wasser von dem Eisentragwerk möglichst abgehalten und abgeleitet wird. Bei Schotterbedeckung und hängender Lage der Buckelplatten erhält jede Platte in ihrer Mitte ein 3 bis 5 *cm* weites Loch, über welches eine durchlöcherte gußeiserne Haube gestülpt wird. Die Lochränder werden entweder nach unten etwas aufgetrieben, um das Abtropfen des Wassers zu begünstigen (Abb. 138) oder es wird ein Abflußrohr (Gasrohr) mittels eines Gewindes eingeschraubt oder mit einem Winkeleisenflansch angenietet. Besser ist eine solche Anordnung, bei der die Kieshaube gegen Verschiebung gesichert und mit dem Abflußrohr (Tropftülle) direkt verbunden ist (Abb. 139 u. 140). Bei der Konstruktion von Jucho, Dortmund, (Abb. 139) erfolgt die Verbindung durch eine in der Vertiefung der Haube sitzende Schraubenmutter; die Vertiefung wird mit Asphalt ausgegossen, um ein Einrosten der Schraube zu verhüten. Zwischen der Buckelplatte und dem

ringförmigen Ansatz der Tropftülle wird ein Dichtungsring eingelegt. Das Abflußrohr kann durch ein Gasrohr verlängert werden, welches in die erwärmte Tropftülle eingeschoben wird und dadurch festsitzt.

Darf das Wasser in den Raum unter der Brücke nicht frei abtropfen, so sind unter den Tropftüllen Längsrinnen anzubringen, die man unter die Fahrbahnquerträger legt und an diese anhängt, oder auch durch deren Stege durchführt (Abb. 118, . . .). Die Rinnen können aus Zinkblech gemacht werden, besser eignen sich aber verzinkte Walzeisen, ⊔-Eisen Profil Nr. 12 oder Zorèseisen, Profil Nr. 16. Sie erhalten 0·01 Gefälle und münden an den Pfeilern oder Widerlagern in Querrinnen, die das Wasser an Abfallrohre aus Zinkblech oder Gußeisen abgeben. Die Buckelplatten werden zum Schutze gegen Rost verzinkt oder wenigstens an der Innenseite mit einem heißen Asphaltanstrich versehen. Die Ränder überklebt man, um sie wasserdicht zu machen, mit einer Mischung aus Asphalt und feinem Kies (Abb. 141). Wird über die Platten eine Betonlage gegeben, was wohl das empfehlenswerteste ist, so kann die Einzelentwässerung einer jeden Buckelplatte entfallen, wenn die Betonoberfläche ein entsprechendes Gefälle und eine gute wasserdichte Abdeckung (Asphalt, Asphaltfilzplatten, Tektolith etc.) erhält, die man in geeigneter Weise durch Abfallrohre in der an den Fahrbahnrändern liegenden Buckelplattenreihe entwässert (Abb. 114, 115).

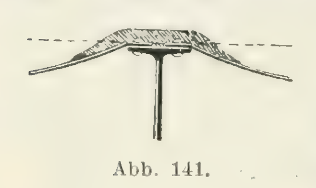


Abb. 141.

Das Gewicht des Buckelplattenbelages pro 1 m^2 kann etwa mit

$$g' = 40 + 2\,D a \quad kg \qquad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 44)$$

angenommen werden. Es bezeichnet D den Raddruck in Tonnen, a die Plattenlänge in Metern.

Die Fahrbahntafel aus Buckelplatten ist bei großer Tragfähigkeit verhältnismäßig leicht, sie erfordert geringe Bauhöhe und besitzt eine große horizontale Steifigkeit. Diesen Vorzügen stehen als Nachteile die ausgedehnte Nietarbeit und die Notwendigkeit eines engmaschigen Trägergerippes gegenüber.

3. Hängebleche und Tonnenbleche sind zylindrisch gebogene Bleche, welche mit den flachen Längsrändern auf die Fahrbahnträger genietet sind. Sie liegen meist parallel zur Brückenlängsachse auf den Fahrbahnlängsträgern (Abb. 142) oder bei naheliegenden Hauptträgern auf diesen selbst, oder sie liegen quer zur Brückenlängsachse und werden von entsprechend nahe angeordneten Querträgern getragen, wo dann die Längsträger unter der Fahrbahn

entfallen können. Man führt sie in Längen bis zu 8 und 9 *m* aus und mit Spannweiten bis etwa 2 *m*. Die Pfeilhöhe des Bogens beträgt rund $^1/_{10}$ der Spannweite, die Blechdicke wählt man nicht unter

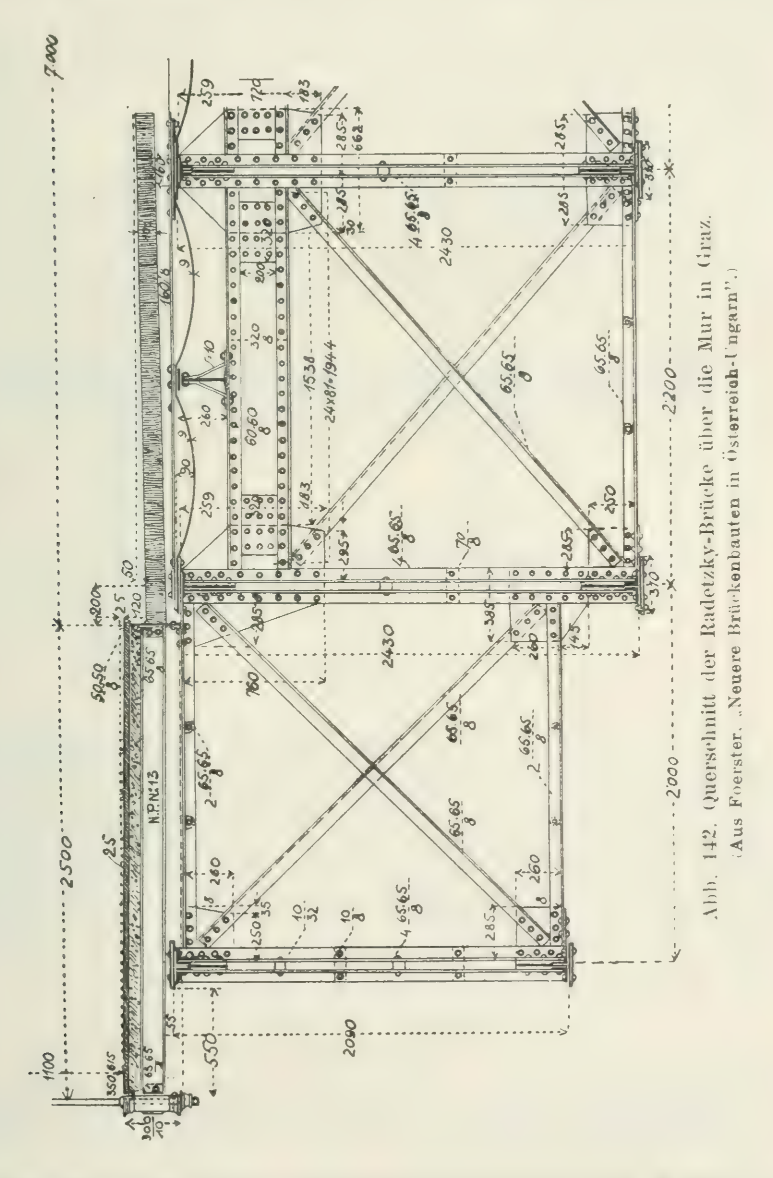


Abb. 142. Querschnitt der Radetzky-Brücke über die Mur in Graz.
(Aus Foerster, „Neuere Brückenbauten in Österreich-Ungarn".)

7 *mm*. Das Biegen der Bleche erfolgt in einem mit drei Walzen versehenen Richtwalzwerk in kaltem Zustande; die 5 bis 8 *cm* breiten Ränder werden warm angebogen. Die Enden der Zylinderbleche, welche gegen Träger stoßen, werden entweder mittels Winkeleisen

an die Trägerstege angeschlossen oder besser mittels halber Buckelplatten aufgelagert (Abb. 143).

Die Entwässerung bietet einige Schwierigkeiten. Man hat durch Vergrößerung der Pfeilhöhe gegen das Ende der Platte, also durch die Verwendung schwach konischer Bleche, die Sohle in ein Gefälle (von etwa 1 : 100) gelegt und an den tiefsten Punkten Tropftüllen angebracht, erzielt aber damit bei größerer Länge der Bleche doch keine genügend rasche Wasserabführung. Am meisten empfiehlt sich die Ausfüllung der Mulden mit Beton bis 6 *cm* über Trägeroberkannte und Aufbringung einer wasserdichten Abdeckung, der nach den Entwässerungsstellen hin ein Gefälle zu geben ist. Die Ausfüllung mit Beton, wozu Magerbeton genügt, bildet auch eine wirksame Aussteifung der Hängebleche.

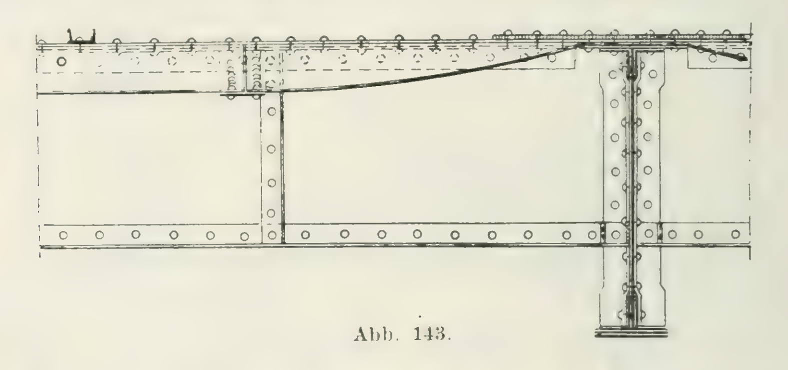


Abb. 143.

Es ist bei den Fahrbahnträgern auf den von den Hängeblechen ausgeübten Horizontalzug Rücksicht zu nehmen und sind insbesondere die Endträger, an die nur ein einseitiger Anschluß von Hängeblechen stattfindet, dagegen auszusteifen. Man hat zu diesem Zwecke die Träger durch aufgenietete Flacheisen (Abb. 142) oder ⊔-Eisen (Abb. 143), die aber wegen des Abrostens nicht im Schotter, sondern in der Betondecke liegen sollen, verbunden. Besser ist es, sie durch Riegel abzusteifen, die unter den Hängeblechen liegen. Bei einem Querträgerabstand von 5 bis 6 *m* wird es ausreichen, die mittleren Längsträger durch je einen in der Mitte zwischen zwei Querträgern liegenden Blechträgerriegel zu verbinden; in den Seitenfeldern können, um die Horizontalbeanspruchung der seitlichen Träger zu vermindern, noch Zwischenriegel notwendig werden.

Die Berechnung der Tragfähigkeit der Hängebleche muß, wie jene der Buckelplatten von zum Teil willkürlichen Annahmen, besonders hinsichtlich der Lastverteilung. ausgehen und kann daher nur ungefähre Dimensionierungsregeln liefern.

Es bezeichne (Abb. 144) l die Stützweite des Hängebleches

h dessen Pfeilhöhe,

δ die Blechstärke,

g_0 das Gewicht der Fahrbahn pro 1 m^2 in Tonnen,

D die Einzellast (Raddruck) in Tonnen,

a die Breite, über welche sich diese Einzellast nach der Längsrichtung der Hängebleche verteilt,

b diese Verteilungsbreite nach der Querrichtung der Bleche,

s die zulässige Beanspruchung des Bleches.

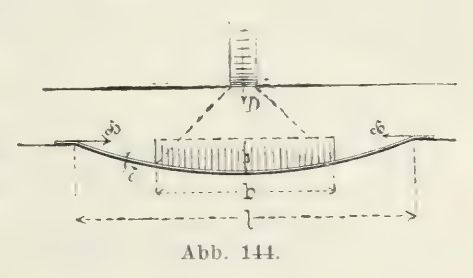


Abb. 144.

Faßt man das Hängeblech als einen elastischen, gelenkig gelagerten Bogen auf, so rechnet sich näherungsweise der Horizontalschub für die Länge 1 des Bleches

$$H = \frac{1}{8} \cdot \frac{g_0 l^2}{h} + \frac{1}{16} \cdot \frac{D}{a} \cdot \frac{3 l^2 - b^2}{l h}$$

und das Moment im Scheitelquerschnitt[1])

$$M = \frac{1}{16} \frac{D}{a} \frac{(l - b)^2}{l},$$

womit die Spannung

$$s = \frac{H}{\delta} + \frac{6 M}{\delta^2}.$$

Führt man δ und h in Zentimeter, alle übrigen Maße in Meter, ferner s in kg/cm^2 ein, so ergibt sich mit der sehr geringfügigen Vernachlässigung der Eigengewichtsbelastung

$$\frac{D}{a} = \frac{0.016 \, s}{6 (l - b)^2 + (3 l^2 - b^2) \dfrac{\delta}{h}} \cdot l \, \delta^2.$$

Die Verteilungsbreite b wird man infolge der aussteifenden Wirkung der Betonüberdeckung ziemlich groß und im Verhältnis

---

[1]) Mit Rücksicht auf die Biegsamkeit des dünnen Bleches, die zur Folge hat, daß sich seine Form nach der Lastverteilung einzustellen sucht, wodurch sich die Biegungsmomente verringern, ist dieser Wert jedenfalls zu groß und die Biegungsspannung zu ungünstig gerechnet.

zur Stützweite, mit der infolge des größeren Bogenpfeiles auch die Stärke der Betondecke wächst, annehmen können. Wir setzen $b = \frac{1}{2} l$, ferner $s = 800\ kg/cm^2$ und erhalten

$$\frac{D}{a} = \frac{51{\cdot}5}{6 + 11\frac{\delta}{h}} \frac{\delta^2}{l}$$

oder vereinfacht

$$\frac{D}{a} = \frac{8{\cdot}6}{1 + 2\frac{\delta}{h}} \frac{\delta^2}{l} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 45$$

für $h = \frac{1}{10} l$ ergeben sich nachstehende Werte von $\frac{D}{a}$ (D in Tonnen, a in Metern).

$\frac{D}{a}$	$\delta = 0{\cdot}7$	$0{\cdot}8$	$0{\cdot}9$	$1{\cdot}0\ cm$
$l = 1{\cdot}0\ m$	3·70	4·74	5·90	7·17
1·25	3·03	3·90	4·87	5·82
1·50	2·57	3·32	4·15	5 06
1·75	2 23	2·88	3 61	4 41
2·0	1·97	2·55	3·20	3 91

Die Verteilungsbreite a nach der Längsrichtung der Bleche darf mit mindestens der doppelten bis $2^1/_2$fachen Stärke der Brückendecke, von dem tiefsten Punkte der Hängebleche bis Fahrbahnoberfläche gerechnet, angenommen werden.

Hinsichtlich der Befestigung der Hängebleche gelten ähnliche Grundsätze wie bei den Buckelplatten. Der Nietabstand e rechnet sich bei dem Nietdurchmesser d (cm) und der Scherbeanspruchung von $0{\cdot}7\ t/cm^2$ aus

$$H e = 0{\cdot}7 \frac{\pi d^2}{4} = 0{\cdot}55\, d^2.$$

Für H wurde gesetzt

$$H = \frac{1}{8}\frac{g_0 l^2}{h} + \frac{1}{16}\frac{D}{a}\frac{3 l^2 - b^2}{l h} \text{ oder mit } b = 0{\cdot}5\, l \text{ und } h = \frac{1}{10} l$$

$$H = \frac{5}{4} g_0 l + \frac{110}{64}\frac{D}{a},$$

wofür im Mittel $$H = 2{\cdot}5 \frac{D}{a}$$

angenommen werden kann. Damit folgt

$$e = 0{\cdot}22 \frac{a}{D} d^2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 46)$$

Hierin ist D in Tonnen, e, a und d in *cm* auszudrücken. Man gehe aber auch hier mit dem Nietabstand nicht über 6 bis 7 d.

Das Gewicht der Hängebleche kann in *kg* pro 1 m^2 ungefähr mit

$$g = 35 \div 10\,D \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 47)$$

angenommen werden.

Die Hängebleche sind einfacher herzustellen als Buckelplatten und daher billiger, auch ist bei ihrer Anwendung das Fahrbahnträgergerippe vereinfacht. Sie fassen aber mehr Füllmaterial und geben infolgedessen eine schwerere Fahrbahn, auch sind sie für große Einzellasten weniger tragfähig.

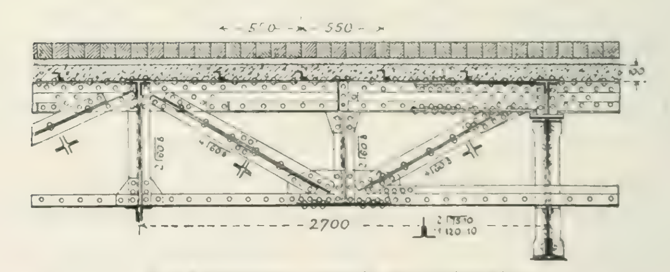
Wenig empfehlenswert ist es, die Bleche mit der Krümmung nach oben als Tonnen- oder Wölbbleche anzuordnen, wenn nicht bei geringer Brückenbreite das Blech in einer einzigen, über die ganze Breite reichenden, von den Querträgern ausgesteiften Tonne gespannt werden kann (Abb. 181). Zwischen Längsträger gespannte Tonnenbleche sind ohne Betonüberdeckung für die Entwässerung sehr ungünstig, die Bauhöhe ist vergrößert und es erfordern die Wölbbleche besondere Aussteifungen, wenn nicht auf das Mittragen der darüber liegenden Betondecke, die aber mit der Blechhaut keine Verbundwirkung eingeht, gerechnet wird. Zuweilen werden Wölbbleche unter ausgekragten Fußwegen angeordnet.

4. Fahrbahntafel aus Flachblechen. An Stelle von Buckelplatten hat man in neuerer Zeit, namentlich bei Eisenbahnbrücken mit durchgeführtem Schotterbett, auch ebene Blechtafeln verwendet. Diese sind im Preise billiger, erfordern dafür aber eine bedeutend engere Stellung der Fahrbahnträger. Sie werden bei 8 bis 9 *mm* Stärke auf die Querträger und auf Längsträger, die nicht über 80 bis 90 *cm* abstehen, genietet. Bei entsprechender Druckverteilung durch die Brückendecke oder das Schotterbett reicht diese Stärke erfahrungsgemäß für Raddrücke bis zu etwa 4 Tonnen oder für die Überführung eines Hauptbahngleises aus. Behufs Entwässerung erhält diese Fahrbahntafel ein Quergefälle von 1 : 30 entweder dachförmig nach beiden Seiten (Abb. 180) oder gegen die Mitte zu, woselbst eine aus ⊔-Eisen gebildete Rinne mit einem Längsgefälle von 1 : 100, das Wasser gegen die Widerlager oder Ablaufstellen abführt.

Solche Flachblech-Fahrbahntafeln sind zuerst von Ingenieur Johann in Hamburg in Vorschlag gebracht und von der königl. Eisenbahndirektion Altona zur Überbrückung städtischer Straßen in

Hamburg, weiters auf der Berliner Hochbahn, dann von den bayerischen Staatsbahnen ausgeführt worden. Die sächsischen Staatsbahnen

a) Halber Querschnitt.



b) Längsschnitt durch die Fahrbahn.

Abb. 145. Straßenbrücke über den Rhein bei Worms.
Maschinenfabrik-Aktiengesellschaft Nürnberg.

verwenden anstatt der dachförmigen Flachbleche Tonnenbleche, welche auf den bogenförmigen Obergurten der Querträger und auf radial gestellten Längsträgern aufliegen (Abb. 181). Diese Bleche sind mit

zwei Lagen Asphaltfilz überklebt und letzterer gegen den Schotter durch eine 3 *cm* starke Schichte von magerem Zementmörtel geschützt. Zum Wasserabzug dient ein in den seitlichen Ecken liegendes durchlöchertes gußeisernes Rohr.

Liegen die Fahrbahnträger in größerem Abstande als 80 bis 90 *cm*, so sind die Flachbleche abzusteifen.

Bei der von der Maschinenfabrik Nürnberg 1897 erbauten Straßenbrücke über den Rhein bei Worms besteht die Fahrbahntafel aus 8 *mm* starken Flachblechen, welche auf die in 1·25 *m* Abstand liegenden Längsträger genietet sind. Die so gebildete Blechhaut ist durch 6 *cm* hohe ſ-Eisen verstärkt, die in Abständen von 60 *cm* quer zur Brückenachse aufgenietet sind und von einer 10 *cm* hohen Betonlage umhüllt werden (Abb. 145). Diese Konstruktion wirkt sonach bereits als eine Art Verbundplatte von Beton und Eisen und hat gegenüber einer Fahrbahn auf Buckelplatten wegen des Wegfalls der Zwischenquerträger den Vorteil etwas geringeren Gewichtes und besserer Entwässerung. Die Tragfähigkeit wurde durch Versuche nachgewiesen. Noch ist zu bemerken, daß die Blechhaut nach der Fahrbahnoberfläche leicht gewölbt ist und daß die Betonschichte unmittelbar das in Asphalt gelegte Holzstöckelpflaster trägt.

5. Plattenförmige Fahrbahntafeln aus Stein- oder Eisenbeton. Die Anwendung von Platten aus natürlichem Stein zur Überdeckung der rechteckigen oder quadratischen Felder des Fahrbahnträgergerippes ist nur auf vereinzelte ältere Ausführungen beschränkt geblieben. Die im allgemeinen niedrige Biegungsfestigkeit der Steine und ihr geringer Widerstand gegen Stoßwirkungen lassen Stein ebenso wie Gußeisen für plattenförmige Überdeckungen wenig geeignet erscheinen. Nur für die Abdeckung der Fußwege städtischer Straßenbrücken finden Platten aus hartem Stein, Granit oder Gneis auch jetzt noch Anwendung. So sind bei vielen Berliner Brücken die Gehsteige durch Granitplatten von rund 13 *cm* Stärke gebildet, die auf rund 1·3 *m* Weite frei aufliegen.

Eine Konstruktion neuerer Art ist die Fahrbahntafel aus Eisenbeton. Sie besteht aus einer bewehrten Betonplatte, welche auf einer zwischen den Fahrbahnträgern angebrachten Schalung gestampft wird. Je nachdem die Längsträger über den Querträgern oder mit ihnen in gleicher Höhe liegen, oder aber zwischen denselben versenkt sind, bildet die Platte entweder eine in der ganzen Brückenfläche zusammenhängende Tafel (Abb. 146) oder einzelne durch die Querträger getrennte Querstreifen (Abb. 147). Da die Platte in allen Fällen über den Längsträgern kontinuierlich durchgeht, so müssen die Eiseneinlagen dem Wechsel der Zugzone entsprechend, d. i. an

den Stützen oben und zwischen den Stützen unten angeordnet werden. Dies wird zumeist in der Art erzielt, daß ein Teil der Eisen abgebogen, ein Teil hingegen, gewöhnlich jeder dritte Stab, gerade belassen, dafür aber doppelt, nämlich am oberen und unteren Plattenrande eingelegt wird. Diese quer zu den Fahrbahnlängsträgern laufenden Tragstäbe werden durch in etwa 15 *cm* Abstand liegende, 6 bis 7 *mm* starke Verteilungsstäbe zu einem Netz verbunden. Die oberen Flanschen der Längsträger werden gewöhnlich etwas in die Platte versenkt. Es ist ein gutes Betonmischungsverhältnis etwa 1 : 3, d. i. 470 *kg* Zement auf 1 m^3 Gemenge von Sand und Kies, anzuwenden.

Bei der in Abb. 146 dargestellten Brücke[1], einer Straßenbrücke I. Klasse, tragen die durchlaufenden, in 1·10 *m* Abstand liegenden Längsträger eine 18 *cm* starke Monierplatte, welche mit 20 *mm* Gußasphalt wasserdicht abgedeckt ist. Darauf liegt mit 4 *cm* Sandunterbettung das 14 *cm* hohe Steinpflaster. Das seitliche Quergefälle ist durch die trapezförmig ansteigende Obergurtung der Querträger und durch verschieden hohe Längsträger erzielt.

Die in Abb. 147 dargestellte Straßenbrücke zeigt die Monierplatte zwischen die Querträger versenkt und gegen dieselbe durch auf die Längsträger genietete Winkeleisen abgeschlossen. Die Ränder der Betonplatte sind bis zur Oberfläche der Querträgergurte erhöht und schließt sich an diese die aus Asphalt und Juteeinlage bestehende Abdeckungsschichte. Schutzkappen aus verzinktem Blech überdecken die Querträgergurte und isolieren diese gegen die Schotterbettung.

Die Stärkenbemessung der bewehrten Betonplatten hat nach den dafür (in Bd. II, §§ 15 und 16) angegebenen Regeln zu erfolgen. Für die Ausführungen in Österreich sind die Bestimmungen der behördlichen Vorschrift von 1911 „über die Herstellung von Tragwerken aus Eisenbeton oder Stampfbeton für Straßenbrücken" zu berücksichtigen. Nimmt man diesen Vorschriften entsprechend die Betondruckspannung mit $\sigma_b = 33\,kg/cm^2$, die Eisenspannung mit $\sigma_e = 800\,kg/cm^2$ an, so berechnet sich die Plattenstärke abgerundet mit

$$h^{cm} = 15\sqrt{M^{tm}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 48)$$

die Bewehrungsziffer in Prozenten der Plattenquerschnittsfläche

$$\mu = 0{\cdot}706\,\% \quad \ldots\ldots\ldots \quad 49)$$

[1]) Die Abb. 146 und 147 und die darauf bezüglichen Daten sind einer Mitteilung des Baurates G. Hermann in „Wochenschrift f. d. öffentlichen Baudienst" 1907 entnommen.

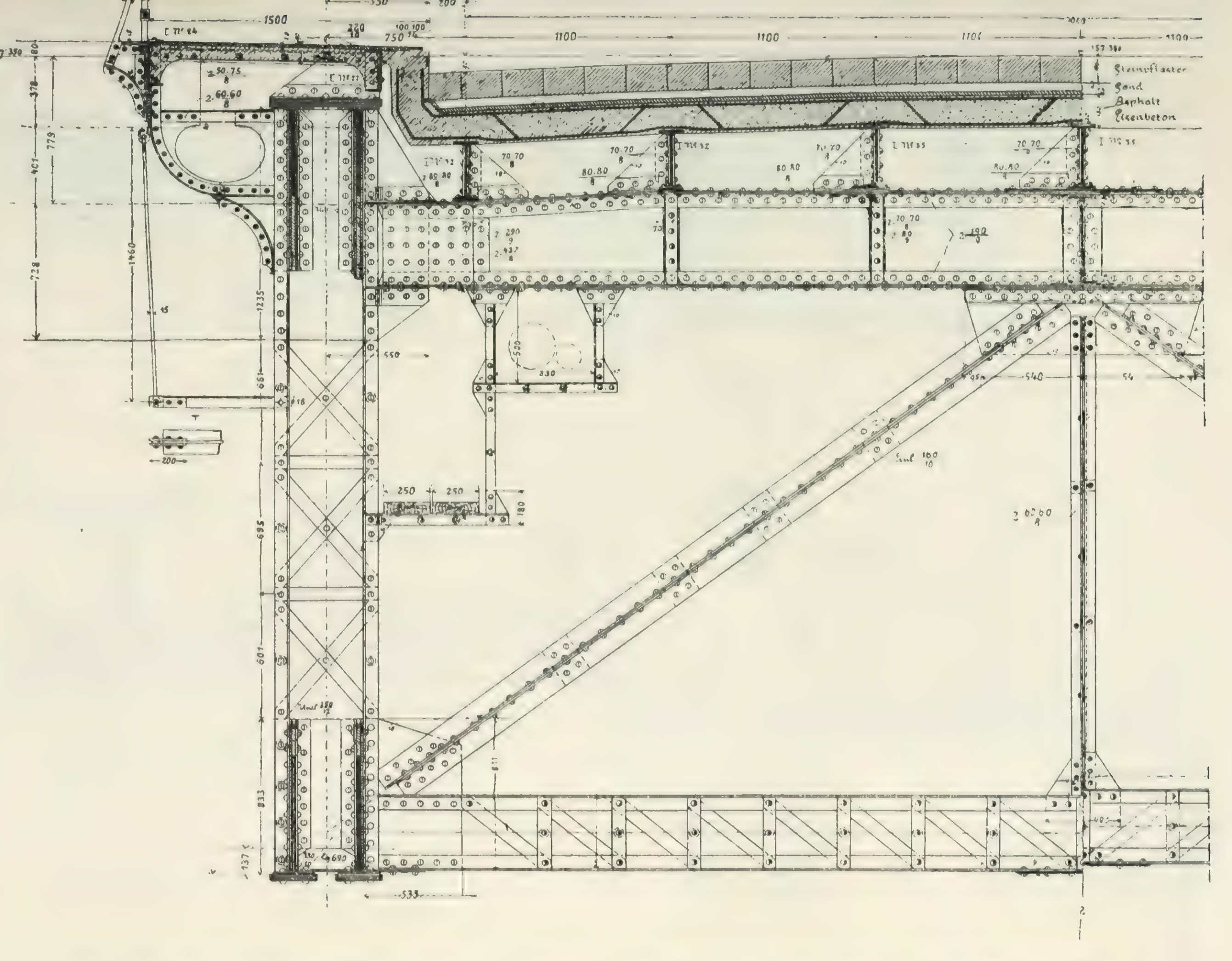
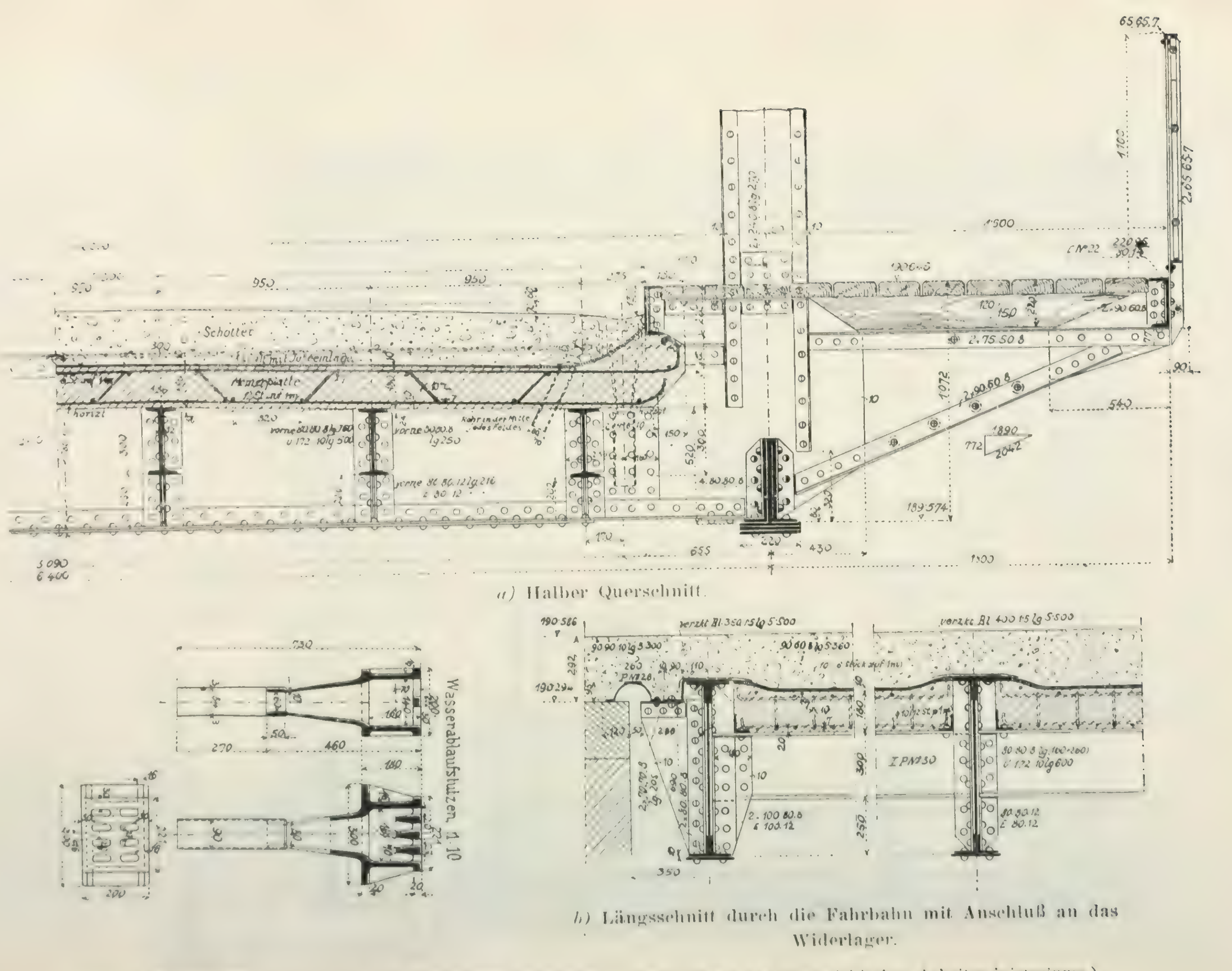


Abb. 116. Straßenbrücke mit oben liegender Fahrbahn. (Nach Plänen des österreichischen Arbeitsministeriums.)



a) Halber Querschnitt.

b) Längsschnitt durch die Fahrbahn mit Anschluß an das Widerlager.

Abb. 147 *a*—*c*. Straßenbrücke mit versenkter Fahrbahn. (Nach Plänen des österreichischen Arbeitsministeriums.)

Es bezeichnet M das größte auf die Platte wirkende Biegungsmoment pro 1 m Breite in tm und es ist angenommen, daß der Schwerpunkt der Eisenstäbe um $0{\cdot}1\,h$ vom Plattenrande absteht.

Die Momente sind mit Rücksicht auf die Kontinuität der Platte zu rechnen, wobei aber auf die ungleiche Senkung der Stützpunkte Bedacht zu nehmen ist. Unter Anwendung der bei den Plattenbalken (Bd. II, S. 149) durchgeführten Näherungsberechnung ergibt sich für die Änderung des Stützenmomentes infolge ungleicher Durchbiegung der Längsträger, bei Belastung bloß eines Plattenfeldes mit p pro Flächeneinheit, der Ausdruck

$$\Delta M = \frac{9}{2} p^2 c \frac{1}{11 + 5760 \frac{E}{E_b} \cdot \frac{c^3}{d^3} \cdot \frac{J}{l^4}} \quad . \; . \; . \; . \; . \quad 50)$$

worin c den Abstand, l die Stützweite (Querträgerabstand), J das Trägheitsmoment der Längsträger und $\frac{E}{E_b} = 15$ das Verhältnis der Elastizitätszahlen von Eisen und Beton bezeichnet.

Die Berechnung der Plattenmomente kann dann unter folgenden Annahmen durchgeführt werden:

Für die ständige Belastung (Eigengewicht) g pro m^2 genügen die Näherungswerte

$$\text{Moment in der Feldmitte} = 0{\cdot}10\, g\, c^2$$

$$\text{Moment über den Längsträgern} = -0{\cdot}12\, g\, c^2.$$

Für die Verkehrslasten rechne man die Momente für freie Auflagerung und Kontinuität über etwa drei Feldweiten. Hiezu füge man aber noch ein positives Moment ΔM nach Gleichung 50) unter Einführung einer entsprechend den Radlasten gewählten gleichförmig verteilten Ersatzlast p. Überdies berücksichtige man ein über den Längsträgern auftretendes negatives Stützenmoment, das man für volle Einspannung berechne.

Die Verteilung des Raddruckes durch die Fahrbahndecke kann in Übereinstimmung mit den österreichischen Berechnungsvorschriften für Eisenbetonbrücken derart angenommen werden, daß der Aufstandsbreite des Rades (mindestens 10 cm) in Richtung der Plattenstützweite die doppelte Höhe der Deckschichte und die doppelte Plattenstärke, $b = 2\,(u + d)$, senkrecht dazu die doppelte Höhe der Deckschichte und die einfache Plattenstärke, $a = 2\,u + d$, zugeschlagen wird.

Liegt die Fahrbahnplatte sowohl auf den Längs- wie auch auf den Querträgern auf und beträgt der Querträgerabstand weniger als

das Anderthalbfache des Längsträgerabstandes, so kann bei kreuzweiser Bewehrung der Platte diese als vierseitig aufgelagert nach den (in Bd. II, S. 152) angegebenen Regeln berechnet werden.

Beispiel. Für die in Abb. 147 dargestellte Straßenbrücke I. Klasse berechnen sich die folgenden Plattenmomente.

Es beträgt das Eigengewicht für den m^2:

$$\begin{aligned} \text{Schotterdecke } 30\,cm \times 18 &= 540\,kg \\ \text{Platte } 18\,cm \times 24 &= 432\,\text{„} \\ \hline &\ 972\,kg \end{aligned}$$

sohin bei der Stützweite $c = 0{\cdot}95\,m$:

Moment vom Eigengewicht in der Feldmitte $0{\cdot}1 \,.\, 0{\cdot}972 \,.\, 0{\cdot}95^2 = 0{\cdot}08772\,tm$

über den Längsträgern $-0{\cdot}12 \,.\, 0{\cdot}972 \,.\, 0{\cdot}95^2 = -0{\cdot}10527\,tm$

Momente infolge Verkehrslast. Für den kontinuierlichen Träger über drei Felder, der in der Mitte in einer Länge b gleichmäßig mit p für die Längeneinheit belastet ist, lauten die Formeln:

1) $b \leq c$ Stützenmoment $M_1 = -\dfrac{3}{40}\left(c - \dfrac{1}{3}\dfrac{b^2}{c}\right) p\, b$

$$M_{\max} = \frac{1}{8}(2\,c - b)\,p\,b + M_1$$

2) $b > c$ Stützenmoment $M_1 = -\left[\dfrac{1}{20}c^2 + \dfrac{1}{320}\left(\dfrac{b-c}{c}\right)^2 (5\,c - b)^2\right] p$

$$M_{\max} = \frac{1}{8}\,p\,c^2 + M_1.$$

Für den Raddruck $G = 3\,t$ sind als Verteilungsbreiten anzunehmen

$a = 10\,cm + 2 \,.\, 30\,cm + 18\,cm = 88\,cm$ und $b = 10\,cm + 2\,(30 + 18)\,cm = 106\,cm$

Auf die Plattenlänge von $1\,m$ entfällt sonach die Belastung $p\,b = \dfrac{3}{0{\cdot}88} = 3{\cdot}41\,t$. Damit ergeben sich nach 2) die Momente

$$M_1 = -\left[\frac{1}{20} \,.\, 0{\cdot}95^2 + \frac{1}{320}\left(\frac{0{\cdot}11}{0{\cdot}95}\right)^2 \,.\, 3{\cdot}69^2\right] \,.\, \frac{3{\cdot}41}{1{\cdot}06} = -0{\cdot}14700\,tm$$

$M_{\max} = 0{\cdot}36291 - 0{\cdot}14700 = 0{\cdot}21591\,tm.$

Für die Straßenwalze ist die Verteilungsbreite

$$a = 88\,cm \quad \text{und} \quad b = 140 + 2 \,.\, 48 = 236\,cm.$$

Die $8\,t$ schwere Walze ergibt für $1\,m$ Plattenlänge die Belastung

$$p\,b = \frac{8}{0{\cdot}88} = 9{\cdot}09\,t.$$

Diese liefert die Momente

$$M_1 = -\left[\frac{1}{20}\cdot\overline{0{\cdot}95}^{\,2} - \frac{1}{320}\cdot\left(\frac{1{\cdot}41}{0{\cdot}95}\right)^2 \overline{2{\cdot}39}^{\,2}\right]\frac{9{\cdot}09}{2{\cdot}36} = -\,0{\cdot}32527\ tm$$

$$M_{max} = \frac{1}{8}\,\frac{9{\cdot}09}{2{\cdot}36}\cdot\overline{0{\cdot}95}^{\,2} - 0{\cdot}32527 = 0{\cdot}10925\ tm.$$

Für die Berechnung von ΔM nach Gleichung 50) ist einzuführen: Querträgerabstand $l = 4\ m$, Trägheitsmoment der Längsträger $J = 11002\ cm^4$, ferner eine gleichmäßig verteilte Ersatzlast p, welche annähernd das gleiche Größtmoment hervorruft, wie eine in der Mitte stehende Radlast von $3\ t$, sonach

$$p = 2\cdot\frac{3\ t}{4\ m} = 1{\cdot}5\ t/m^2.$$

Damit ergibt sich

$$\Delta M = \frac{9}{2}\,1{\cdot}5\,.\,\overline{0{\cdot}95}^{\,2}\cdot\frac{1}{11 + 5760\,.\,15\cdot\left(\frac{95}{18}\right)^3\cdot\frac{11002}{\overline{400}^{\,4}}} = 0{\cdot}3701\ tm.$$

Die Annahme der Einspannung liefert kein größeres negatives Moment, als oben für die Belastung durch die Straßenwalze berechnet wurde.

Auf die Platte wirken sonach folgende Größtmomente:

Im mittelsten Querschnitt wird das größte Feldmoment

$$M_{max} = 0{\cdot}0877 + 0{\cdot}2159 + 0{\cdot}3701 = 0{\cdot}6737\ tm$$

das Moment über den Längsträgern

$$M_1 = -\,0{\cdot}1053 - 0{\cdot}1470 + 0{\cdot}3701 = +\,0{\cdot}1178\ tm.$$

In den Querschnitten in der Nähe der Querträger wird aber

$$M_1 = -\,0{\cdot}1053 - 0{\cdot}3253 = -\,0{\cdot}4306\ tm.$$

Die ausgeführte Plattenstärke und ihre Bewehrung ist demnach reichlich bemessen.

Die massive Fahrbahntafel hat gegenüber jener aus Eisen den großen Vorteil, daß die Erhaltung, die bei letzterer durch den Rostangriff gefährdet sein kann, eine bessere ist. Die manchenorts gehegten Bedenken, daß die elastischen Bewegungen und Erschütterungen des eisernen Brückentragwerks auf das Gefüge der Betonplatte ungünstig einwirken und mit der Zeit zu Rissen führen können, scheinen nach den bisherigen Erfahrungen unbegründet zu sein.

Was den Kostenvergleich zwischen einer eisernen und einer massiven Fahrbahntafel betrifft, so stellt sich bei kleinen und mittleren Spannweiten annähernd Kostengleichheit heraus, bei größeren Spannweiten wird aber die massive Fahrbahntafel infolge des erhöhten Gewichtes der Tragkonstruktion erheblich teurer. Man kann nach den Ausführungen bei Brücken die Kosten der bewehrten Betonplatte samt wasserdichter Abdeckung mit etwa 18 bis 22 K pro $1\ m^2$ annehmen[1]). Ein Zorèseisenbelag, der pro $1\ m^2$ 85 bis 90 kg wiegt,

[1]) Preise vor dem Kriege.

stellt sich etwa auf 36 bis 40 *K*, so daß dessen Mehrkosten mit durchschnittlich 18 *K* pro 1 m^2 veranschlagt werden können. Die massive Fahrbahntafel erhöht aber das Gewicht der Fahrbahn um mindestens 200, im Mittel etwa um 300 *kg* pro 1 m^2. Hiedurch wird das Gewicht der Eisenkonstruktion, nach einer schon früher gebrauchten Näherungsformel, pro 1 m^2 um $\Delta g = \frac{300}{250 - l} \cdot l$ vergrößert. Rechnet man 100 *kg* Eisenkonstruktion zu 50 *K*, so betragen die Mehrkosten der Eisenkonstruktion $\frac{150\, l}{250 - l}$ *K* oder

für $l =$	20	30	40	50	75	100 *m*
	13	20	28·5	37·5	64	100 *K* pro 1 m^2.

Zieht man hievon die Ersparnis von 18 *K* ab, so bleiben als Mehrkosten der Anordnung einer massiven Fahrbahntafel

— 5	+ 2	10·5	19·5	46	82 *K* pro 1 m^2.

Diese Aufstellung kann natürlich nur als eine ganz beiläufige gelten. Es geht aber daraus hervor, daß die Eisenbetontafel für Spannweiten bis gegen 30 *m* auch einen wirtschaftlichen Gewinn bringt und daher für diese um so mehr empfohlen zu werden verdient, als hier im allgemeinen eine Vergrößerung des Eigengewichtes auch wegen der besseren Aufnahme der Stoßkräfte erwünscht erscheint.

6. Fahrbahn auf Gewölbkappen aus Mauerwerk oder Eisenbeton. Für kleinere Straßenbrücken ist früher, besonders häufig in Frankreich, die Fahrbahn auf Ziegelgewölbe gelagert worden, welche zwischen naheliegende Querträger oder bei ganz kleinen Weiten, wo das Tragwerk nur aus parallel liegenden Längsträgern besteht, zwischen diese gespannt wurden. Die Stärke der Gewölbe beträgt bis etwa 1 *m* Spannweite $^1/_2$ Stein, bis 1·3 *m* Weite 1 Stein; die Pfeilhöhe $^1/_{10}$ bis $^1/_8$ der Spannweite. Der Schub der Gewölbe wird durch die Träger verbindende Rundeisenschließen aufgenommen. Die Gewölbzwickel füllt man mit Beton oder Mauerwerk aus und gibt darüber eine wasserdichte Abdeckungsschichte.

Obwohl die Ziegelgewölbe im Preise billig sind, ersetzt man sie jetzt doch auch bei kleinen Brücken gerne durch eine volle Ausfüllung oder durch Gewölbe aus Stampfbeton und erreicht dadurch eine vollständigere und dichtere Umhüllung der Träger. Abb. 148 und 149 geben Beispiele dieser Anordnung, bei welcher zwischen entsprechend nahe gelegten, vollwandigen Hauptträgern Stampfbeton-

platten gespannt sind, welche die Träger vollständig umhüllen[1]). Die sehr schwere Tragkonstruktion der Abb. 149 betrifft eine städtische Straßenbrücke mit hoher Verkehrsbelastung. Stampfbetongewölbe mit größeren Stützweiten geben eine allerdings noch immer ziemlich schwere Fahrbahn. Ein Beispiel ihrer Anwendung bietet die Hackerbrücke über den Zentralbahnhof München (Abb. 150). Zwischen die in 2·04 *m* Abstand liegenden Querträger dieser Brücke sind 20 *cm* starke Stampfbetongewölbe gespannt, die auf

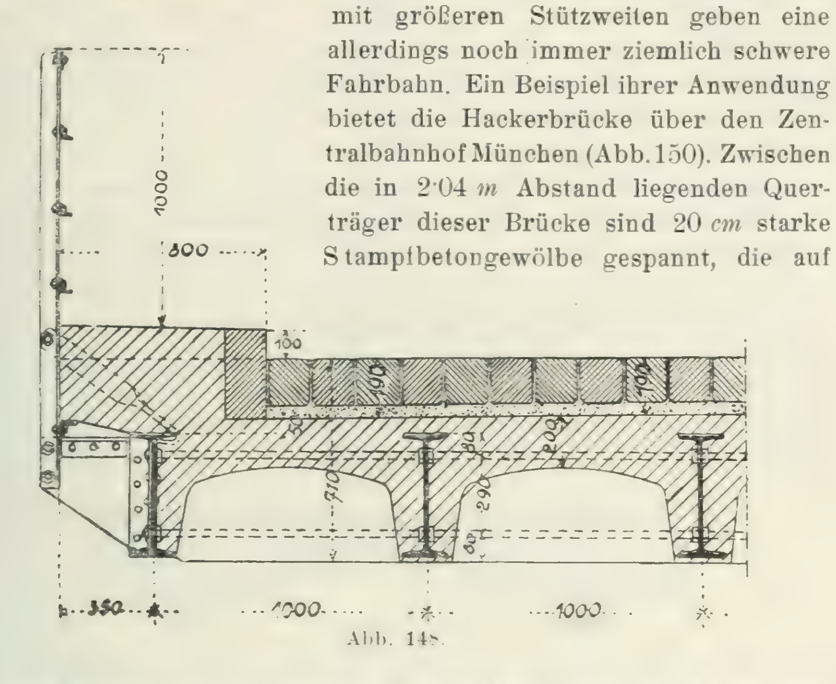


Abb. 148.

der aus Magerbeton bestehenden Zwickelausfüllung das 12 *cm* hohe Holzstöckelpflaster tragen und auch unter die auf Konsolen ausge-

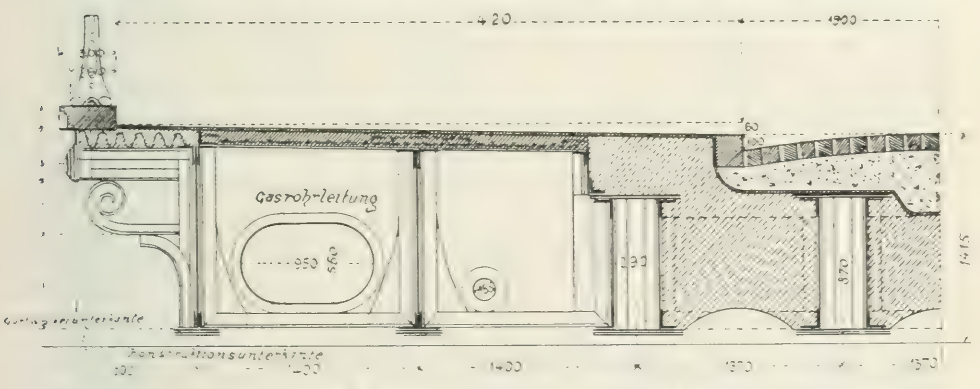


Abb. 149. Überbrückung der Wiener Stadtbahn im Zuge der Landstraßer Hauptstraße.

kragten Fußwege fortgesetzt sind. Man entschied sich im vorliegenden Falle für diese Brückentafel trotz ihres großen Gewichtes (zirka

[1]) Man vergleiche Bd. II, S. 145, woselbst diese Bauweise für kleine Eisenbahnbrücken dargestellt ist.

700 *kg* pro 1 m^2), weil dadurch erreicht wurde, daß möglichst wenig Eisenteile der Fahrbahn den schädlichen Einflüssen der Rauchgase des Rangierbahnhofes ausgesetzt sind.

Durch Anwendung von Eisenbeton kann man in der Spannweite der Gewölbe weiter gehen, ohne das Gewicht allzusehr zu vergrößern. Nach der Bauweise des Verfassers werden zur Bewehrung der 10 bis 12 *cm* starken Gewölbkappen gebogene Walzträger, Profil Nr. 8 bis 10, verwendet, die in 0·70 bis 1·00 *m* Abstand liegen und auf den Flanschen der Fahrbahnträger oder auf an deren Stege genieteten Winkeleisen aufstehen. Die steife Bewehrung bietet hier besondere Vorteile, da sie nicht speziell im Eisenbetonbau geschulte Arbeiter verlangt, eine korrekte Ausführung gewährleistet und auch die Möglichkeit bietet, die Schalung durch Anhängung an die Bogenrippen zu vereinfachen. Abb. 151 zeigt die Anwendung dieser Fahrbahntafel bei den beiden Brücken über den Vorarlberger Rheindurchstich bei Fussach, und zwar bezieht sich die Abbildung auf die Seitenöffnungen, welche Fachwerksträger von 27·27 *m* Stützweite

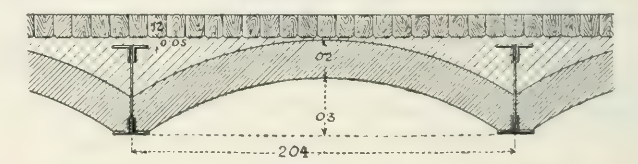
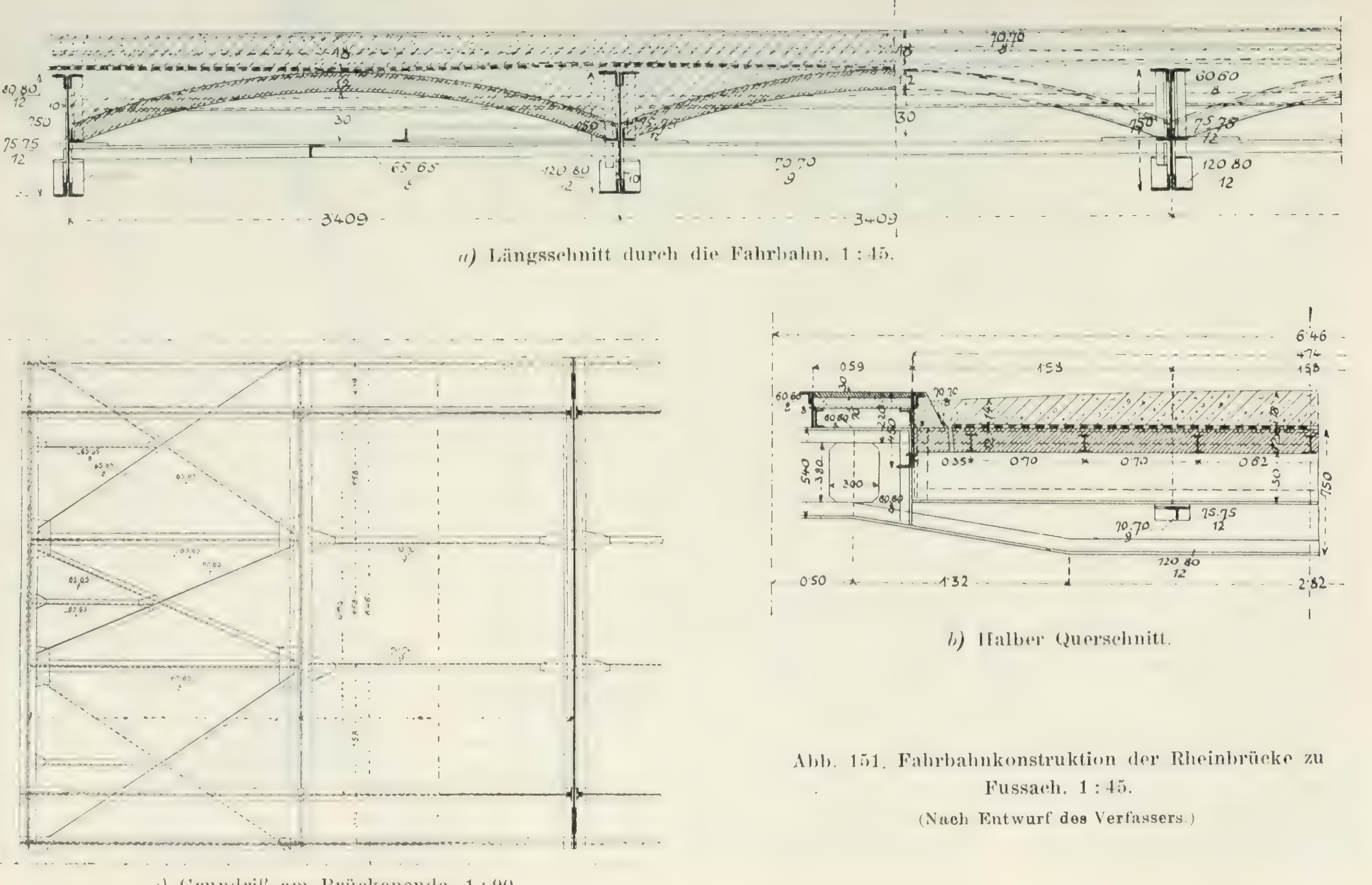


Abb. 150. Hackerbrücke über den Bahnhof in München.

und 3·409 *m* Knotenweite erhielten. Die Gewölbe sind in dieser Weite zwischen die Querträger gespannt und stützen sich auf Winkel (75 . 75 . 12), welche an die Querträgerstege genietet sind. Sie haben nur 30 *cm* Pfeilhöhe und 12 *cm* Stärke, ihre Bewehrung besteht aus in 70 *cm* Abstand liegenden Walzträgerrippen, Prof. Nr. 10, und ihr Scheitel ist in gleiche Höhe mit den oberen Gurtflanschen der Querträger gelegt. Zur Aufnahme des Horizontalschubes sind die Querträger in den Endfeldern durch Diagonalverstrebung, in den Zwischenfeldern durch die Saumträger und durch zwei Winkeleisenschließen verbunden. Die Zwickel über den Gewölben wurden mit leichtem Beton (Kohlenschlackenbeton vom spezifischen Gewicht 1·4) ausgefüllt und darüber eine Abdeckung mit Asphaltfilzplatten gegeben. Die Ableitung des Wassers erfolgt in jedem Felde durch seitliche Abfallrohre, von denen etliche mittels aufgesetzter Stutzen (nach Art der Abb. 147 *c*) auch das Wasser von der Fahrbahnoberfläche abführen. In der Hauptöffnung, welche bei 84·4 *m* Stützweite 5·2 *m* Knotenweite erhielt, ist zwischen je zwei Querträger ein Zwischenträger (Walzträger Nr. 20) eingeschaltet, welcher außer auf



a) Längsschnitt durch die Fahrbahn. 1 : 45.

b) Halber Querschnitt.

c) Grundriß am Brückenende. 1 : 90.

Abb. 151. Fahrbahnkonstruktion der Rheinbrücke zu Fussach. 1 : 45.

(Nach Entwurf des Verfassers.)

den Saumträgern der Fahrbahn auf zwei mittleren Längsträgern auflagert, wodurch die Gewölbspannweite auf 2·6 *m* herabgemindert ist und die Gewölbstärke mit 10 *cm*, die Rippen mit Prof. Nr. 8 angenommen werden konnten. Zu erwähnen ist noch, daß die Bogenrippen durch Eisenkeile zwischen den Querträgern verspannt wurden und daß der Stampfbeton 1 : 6, der Schlackenbeton 1 : 11 gemischt wurde. Bei letzterem wurde darauf geachtet, daß er wegen seines Schwefelgehaltes mit den Eisenteilen nicht in unmittelbare Berührung kam, weshalb die Querträger vorher mit gewöhnlichem Beton umhüllt wurden.

Das Gewicht der Fahrbahntafel (ohne Beschotterung) betrug nach diesen Ausführungen bei den 3·40 *m* weit gespannten Gewölben 480 *kg* m^2, bei den 2·6 *m* weit gespannten Gewölben 390 *kg* pro 1 m^2. Ihre Kosten samt Abdeckung beliefen sich auf rund 24 *K* pro 1 m^2. Berücksichtigt man, daß dem durch das größere Fahrbahngewicht gegenüber einem eisernen Belage bedingten Mehrgewicht der Tragkonstruktion die Ersparnis an den Fahrbahnlängsträgern und am Belag gegenübersteht, so ergibt sich die wirtschaftliche Zweckmäßigkeit einer derartigen Eisenbetonfahrbahn bis zu Brückenspannweiten von etwa 40 *m*. Dabei sind die Vorteile der massiven Fahrbahntafel für die Erhaltung nicht in Anschlag gebracht. Die Erfahrungen, die bei den seit 1900 bestehenden Rheinbrücken sowie bei anderen Brücken (Ludwig Viktor-Brücke in Salzburg), bei denen diese Fahrbahnkonstruktion zur Anwendung kam, gemacht wurden, sind durchwegs günstig.

Ähnliches gilt für Moniergewölbe. Ein Beispiel ihrer Anwendung bei einer Straßenbrücke I. Klasse mit Fachwerksträgern von

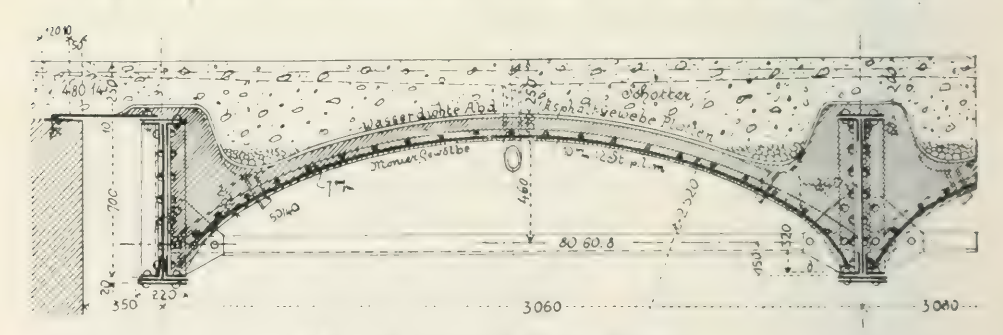


Abb. 152. Brücke über den Lohbach.

(„Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst", 1907.)

24·5 *m* Stützweite und 3·06 *m* Knotenabstand zeigt Abb. 152. Die zwischen die Querträger gespannten, auf deren Fußflanschen aufstehenden Moniergewölbe haben 10 *cm* Scheitelstärke und eine Be-

wehrung aus 10 *mm* Rundeisenstäben (12 Stück pro 1 *m* Gewölbslänge, Bewehrungsziffer 0·94%). Die Gewölbszwickel sind hier nicht voll ausbetoniert, sondern nur die Querträger mit Beton umhüllt Zur Aufnahme des Horizontalschubes dienen Winkeleisenschließen. Die Kosten dieser Fahrbahntafel betrugen 21·12 *K* pro 1 m^2. Es ist allerdings nicht zu übersehen, daß bei Einlage bloß eines an der Unterseite des Gewölbes liegenden Netzes die Bewehrung keine vollkommene ist und daß Kämpferrisse dadurch nicht verhindert sind. Die Anordnung eines doppelten Netzes wird aber bei diesen schwachen Gewölben aus Gründen der Einfachheit der Ausführung gewöhnlich unterlassen. Wir finden sie bei den 6 *m* weit gespannten Moniergewölben, welche die Fahrbahntafel der Swinemünder Brücke am Bahnhof Gesundbrunnen in Berlin bilden. Diese sind bei zirka 1/10 Stich 17 *cm* stark und pro 1 *m* Länge an der oberen Leibung mit 10 Stäben von 7 *mm* (0·226%), an der unteren Leibung mit 14 Stäben von 8·2 *mm* Durchmesser (0·494%) bewehrt. Die Gewölbszwickel sind mit Bimsbeton ausgefüllt. Das trotz der schwachen Dimensionierung des Gewölbes ziemlich hohe Gewicht dieser Fahrbahntafel (zirka 800 *kg* pro 1 m^2) läßt so große Gewölbspannweiten nicht mehr ganz zweckmäßig erscheinen.

Die Stärke der Gewölbe kann nach den in Bd. II, §§ 19 und 20, gegebenen Regeln bemessen werden. Vereinfacht man die dort entwickelten Gleichungen 103, beziehungsweise 111, indem mit Vernachlässigung des Eigengewichtes $w = \frac{1}{2} p$ gesetzt und auch $\gamma \rho_0$ gegen s vernachlässigt wird, so erhält man $d = \frac{1}{4s} \left[p \rho_0 + \sqrt{(p \rho_0)^2 + p l^2 s} \right]$ oder mit genügender Annäherung

$$d = \frac{1}{4} \left(\rho \frac{p}{s} + l \sqrt{\frac{p}{s}} \right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 51)$$

Es bezeichnet darin l die Spannweite, ρ den Scheitelkrümmungshalbmesser des Gewölbes, s die zulässige größte Druckbeanspruchung und p die dem Raddrucke entsprechende gleichförmig verteilte Belastung; alle Maße auf die gleiche Einheit (*ton* und *m*) bezogen. Diese Formel ist jedoch auf nichtbewehrte Gewölbe, in denen Zugspannungen vermieden werden sollen, nicht anwendbar. Die Bewehrungsziffer rechnet sich (nach Gleichung 113, Band II, S. 217) näherungsweise aus

$$a = \frac{100}{16} \frac{p l^2}{s_e d^2} \left(1 - \frac{5}{4} \frac{d}{f} \right)^2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 52)$$

Die Belastung p wird durch den größten Raddruck D bestimmt, den man nach der Längsrichtung des Gewölbes über eine Breite a (im Mittel etwa 0·5 m), nach der Querrichtung über eine Breite b verteilt annehmen kann. Für die Bestimmung dieser Verteilungsbreiten können unter Zugrundelegung der mittleren Überdeckungshöhe des Gewölbes die gleichen Annahmen gelten, wie sie oben für Platten angegeben wurden. Es verteilt sich sonach der Raddruck über eine Grundfläche $a\ b$ und man kann nach der Bogenträgertheorie die damit gleichwertige, über die halbe Spannweite gleichförmig verteilte Belastung p ungefähr setzen

$$p = 2\frac{D}{a\,l}\left(2 - 3\frac{b}{l}\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 53)$$

Führt man in Gleichung 51) $s = 310\ t/m^2$ und bei $^1/_{10}$ Stich $\varphi = 1·25\ l$ ein, so erhält man schließlich mit einer kleinen Ziffernabrundung

$$d\,(\text{in } cm) = \left(0·1\ p + \sqrt{2\,p}\right)\, l\ (\text{in } m) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 54)$$

Die Gleichungen 53, 54 und 52 (letztere mit $s_e = 8000\ t/m^2$ und $f = 0·1\ l$) liefern nachstehende Zahlenwerte:

Angenommene Druckverteilungsbreite $a = 0·5\ m$, $b = 0·75\ m$

$l =$	2·5	3	4	5	6 m
$p =$	1·76	1·666	1·438	1·240	1·083 . D

für $D = 3\ t$:

$d =$	9·5	11·0	13·5	15·5	17·2 cm
$\varkappa =$	0·79	0·85	0·99	1·13	1·26 %

für $D = 4\ t$:

d =	11·1	13·0	15·9	18·2	20·3 cm
$\varkappa =$	0·55	0·58	0·72	0·87	0·98 %

7. Für die Fußwege der Straßenbrücken und für Fußgängerbrücken kommt, falls nicht ein einfacher Holzbohlenbelag gegeben wird (Abb. 147 a), zur Unterstützung der Fußwegdecke, deren Konstruktion bereits oben besprochen wurde, eine Tafel aus schwächerem Belageisen, Buckelplatten, Hänge- oder Tonnenblechen, zuweilen auch Wellblech in Anwendung. Die Belageisen können hier größeren Abstand erhalten und die Zwischenräume mit Ziegel oder Betonsteinen überdeckt werden. Eine häufige Anwendung finden jetzt Monier-

platten, die für sich am Werkplatze hergestellt und im fertigen Zustande über die Fußwegträger verlegt werden. Für die gewöhnliche

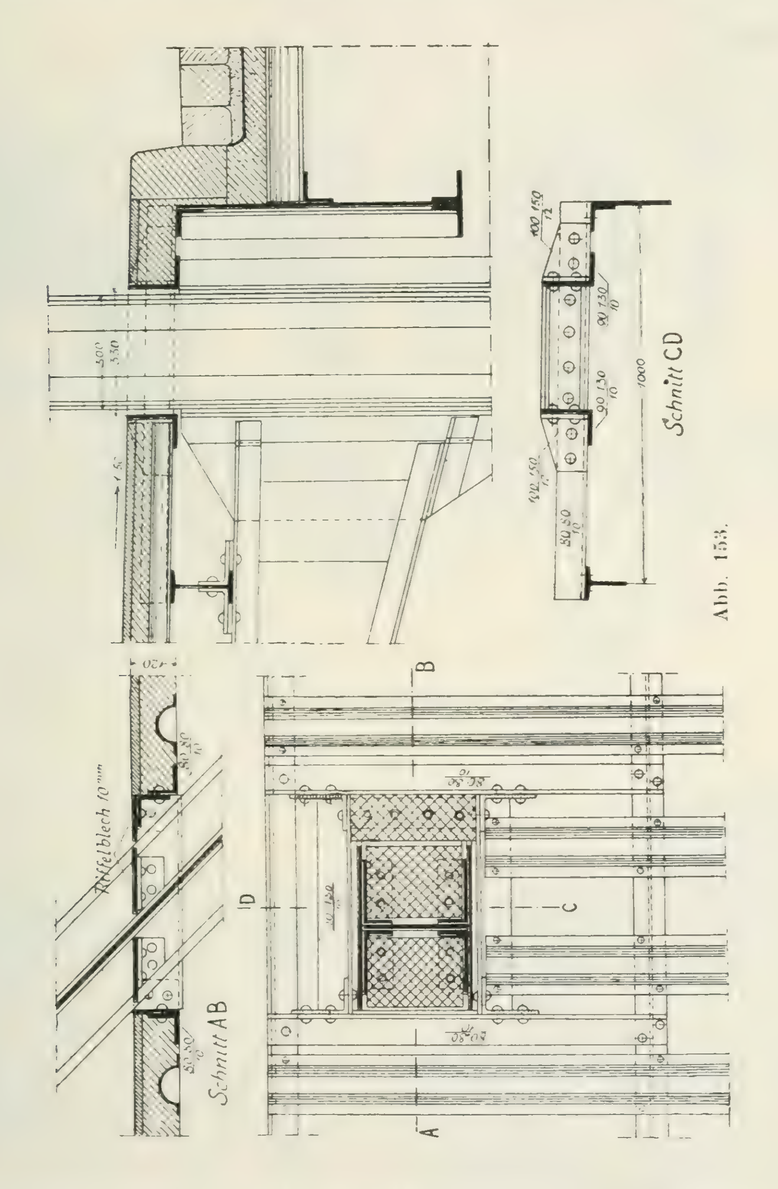


Abb. 153.

Unterstützungsweite von 1·0 bis 1·5 *m* genügen Plattenstärken von 8 bis 10 *cm* mit 0·5 bis 0·6% Bewehrung.

Wenn die Füllungsstäbe der Hauptträger den Fußweg durchschneiden, so läßt man die Fußwegdecke entweder nur bis an die Hauptträger reichen und überdeckt den von letzteren eingenommenen

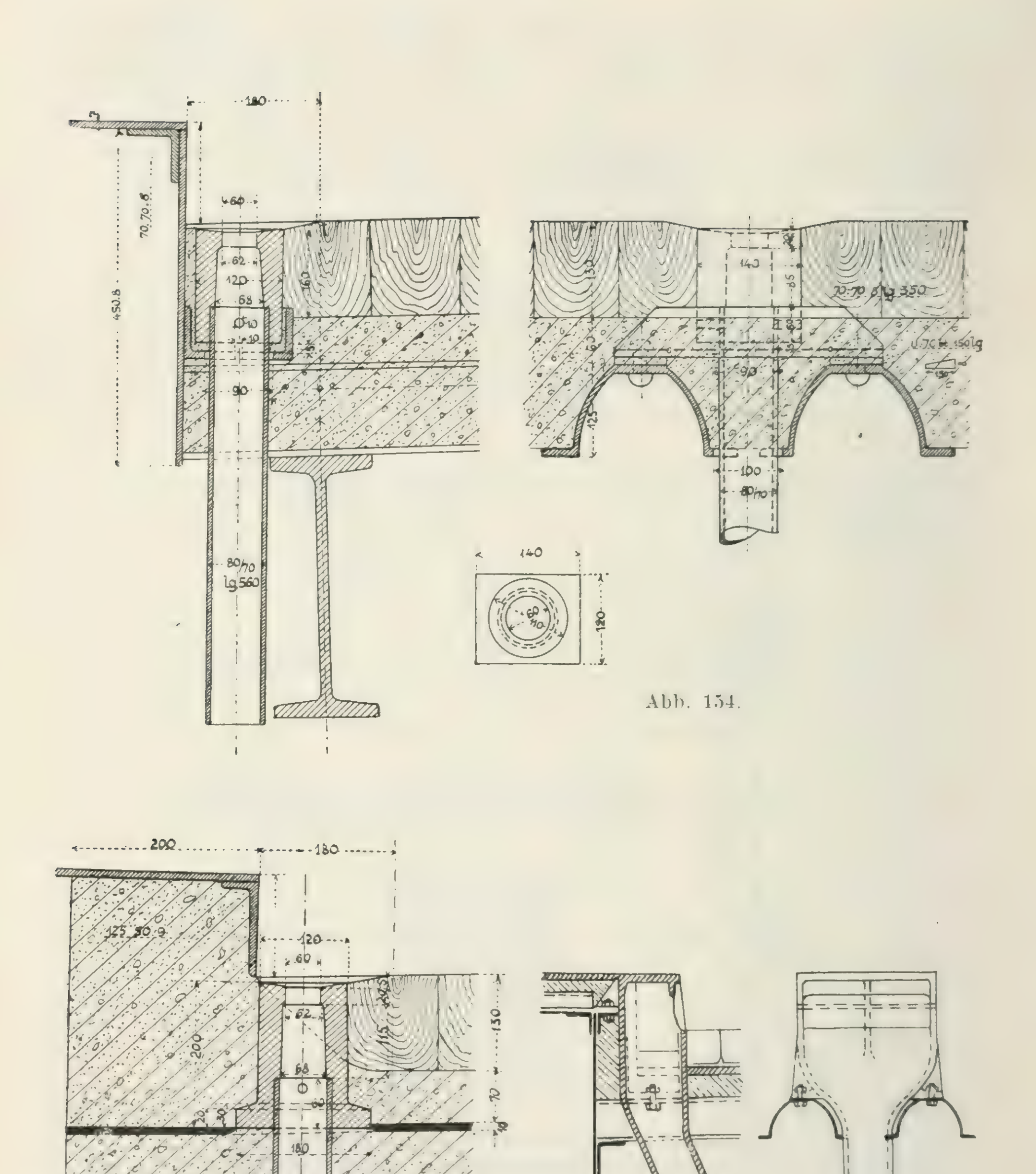


Abb. 154.

Abb. 155.

Abb. 156.

Spalt mit Riffelblechen (Abb. 119 *a*) oder man bildet in der durchgehenden Fußwegplatte rechteckige Aussparungen aus, durch welche die Füllungsstäbe der Hauptträger hindurchgehen und unterstützt daselbst die Platte oder Belageisen durch Winkeleisenrahmen, die auf die benachbarten Fußwegträger gelagert sind (Abb. 153).

Die Fußwege werden gegen die Fahrbahn in der Regel durch Bordsteine oder eine Bordschwelle aus Beton abgegrenzt, welche die Fahrbahn um 10 bis 18 *cm* überragt. In den so gebildeten seitlichen Rinnen sammelt sich das Niederschlagswasser von der Fahrbahn und von den nach innen geneigten Fußwegen und wird von hier bei nicht zu langen Brücken durch das Längsgefälle, bei längeren

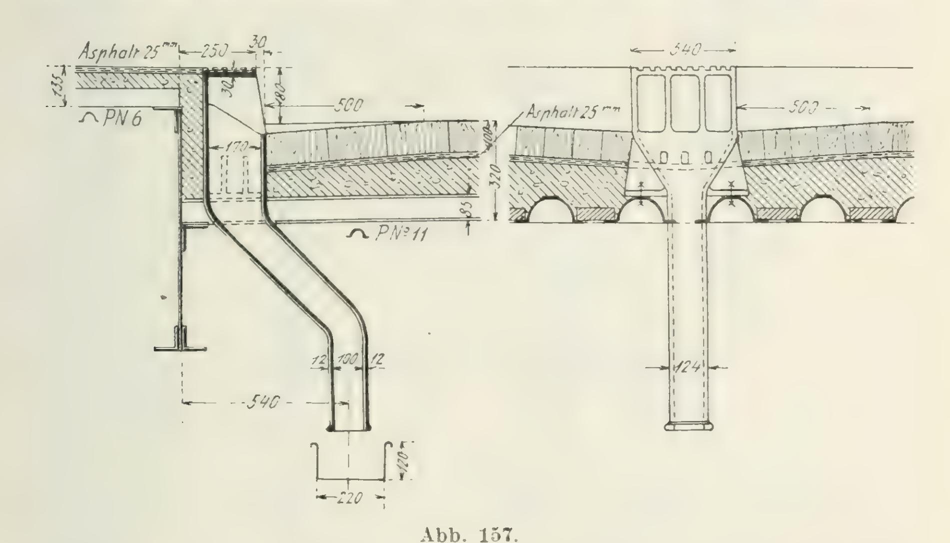


Abb. 157.

Brücken oder solchen von geringem Längsgefälle an einzelnen Stellen durch Abfallrohre nach unten abgeführt. Die Ausbildung einer eigenen vertieften Rinne ist, wenigstens bei gepflasterten oder sonst gut befestigten Fahrbahnen, nicht notwendig. Bei beschotterten Fahrbahnen hat man solche Rinnen aus Stein oder durch umgekehrte Zorèseisen hergestellt (Abb. 113); sie haben aber, wenn sie nicht entsprechend flach sind, den Nachteil, daß Wagenräder, die in sie hineingelangen, schwer herausfahren können.

Zur Ableitung des Wassers dienen gußeiserne Entwässerungskasten (Gullys), welche sich in Abfallrohre fortsetzen und entweder in die Rinne eingelassen (Abb. 147, 154 und 155) oder, mit seitlichen Öffnungen versehen, in die Bordsteine eingebaut sind (Abb. 156, 157). Der Bordsteinrinne ist gegen diese Entwässerungsstellen, die in nicht zu weiten Abständen anzubringen sind, ein kleines Gefälle zu geben.

Zuweilen hat man auch einen durchgehenden Schlitz zwischen den Abschlußblechen der Fahrbahn und dem Saumträger des Fußweges

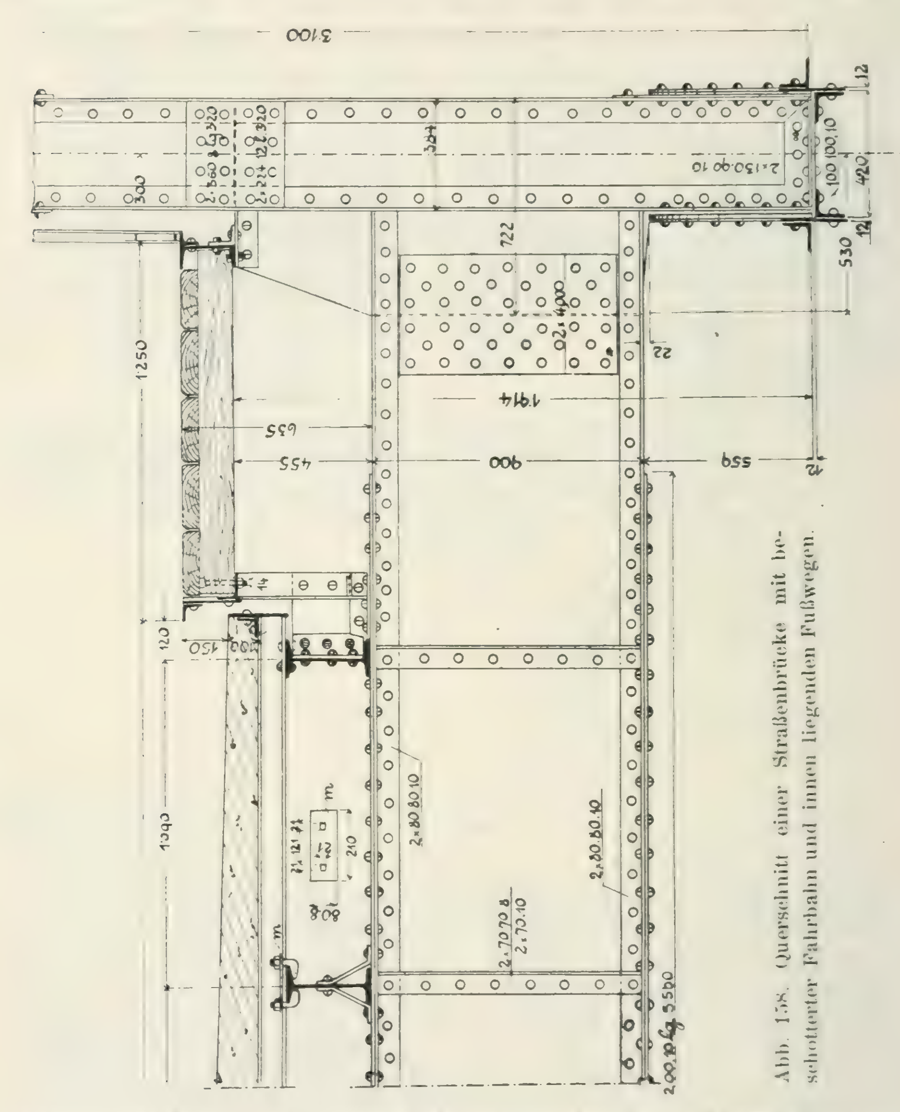


Abb. 158. Querschnitt einer Straßenbrücke mit beschotterter Fahrbahn und innen liegenden Fußwegen.

angeordnet (Abb. 158), diesen Schlitz über den Querträgern aber mit einem Schutzblech überdeckt.

B. Fahrbahn der Eisenbahnbrücken.

§ 16. Gleisüberführung ohne Bettung.

1. Handelt es sich um tunlichste Verminderung der Bauhöhe, so legt man die Schienen unmittelbar auf die Fahrbahnlängsträger

oder bei kleinen Brücken auf die Hauptträger. Die Auflagerung erfolgt auf eisernen, in 60 bis 80 *cm* Entfernung liegenden, etwas keilförmigen Unterlagsplatten, welche der Schiene die erforderliche Neigung geben. Erfahrungsgemäß ist aber damit ein ziemlich hartes Befahren und stärkere Erschütterung der Tragkonstruktion, daher Lockerung der Nieten in den Trägern und der Befestigungsmittel der Schienen, sowie auch ein starkes Geräusch verbunden. Man hat versucht, diese Wirkung durch Einlegen von etwa 2 *cm* starken Filzplatten zwischen Auflagerplatte und Träger zu mäßigen (Abb. 159), wird aber überhaupt diese direkte Schienenauflagerung nur auf den Fall sehr geringer Bauhöhe beschränken.

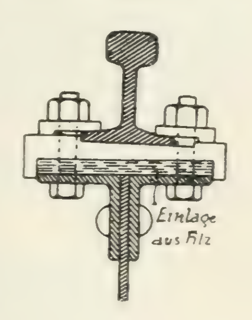


Abb. 159.

Die kleinste Bauhöhe erreicht man bei Spannweiten bis zu 6 bis 7 *m* durch Anwendung sogenannter Zwillingsträger. Jeder Schienenstrang wird hier durch ein Paar gekuppelter Hauptträger getragen, zwischen welchen die Schiene versenkt und mit Unterlagsplatten auf eiserne Sättel oder kurze Querträger gelagert ist. Der Abstand der inneren Schienenkopfkante vom Rande der Trägergurtung muß mindestens 80 *mm* betragen und es darf letztere den Schienenkopf nicht um mehr als 50 *mm* überragen. Die beiden Träger (Walz- oder Blechträger) erhalten einen Achsabstand von 400 bis 500 *mm*; die Sättel liegen in Entfernungen von 0·6 bis 0·7 *m* und werden entweder aus Blechen und Winkeleisen in Form eines I-Trägers oder aus doppelten]-Eisen gebildet, die mittels Winkeleisen an die Zwillingsträger angeschlossen sind (Abb. 160). Es empfiehlt sich, die zur Schienenauflagerung dienenden Unterlagsplatten unabhängig von der Schienenbefestigung mit den Sätteln zu verbinden. Hiezu dienen (nach Abb. 161) zwei diagonal stehende Nieten,

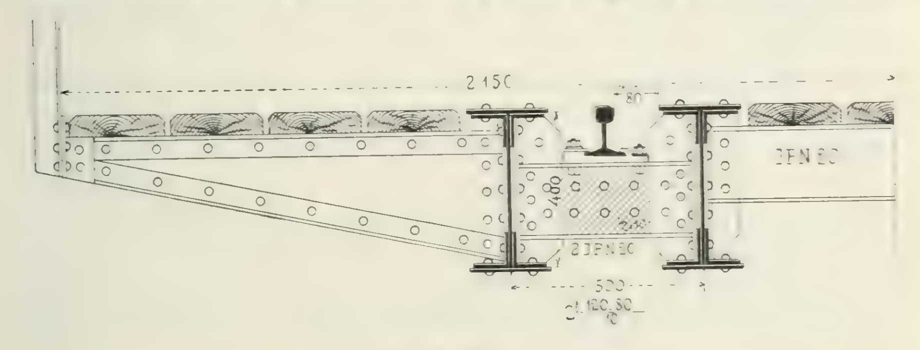


Abb. 160

während die Schiene durch zwei Schraubenbolzen und federnde Klemmplatten nur an der Platte befestigt ist. Die Schraubenbolzen haben rechteckigen Kopf und lassen sich von oben in das ebenso gestaltete Loch der Platte einsetzen, dann um 90° drehen und in dieser Lage durch das Füllstück F festhalten. Gegen das Losdrehen der Schraubenmuttern infolge der Erschütterungen sind Sicherungen anzubringen.

Die beiden Zwillingsträgerpaare sind durch steife Querriegel, am einfachsten aus [-Eisen, und durch eine Horizontalverstrebung zu verbinden. Die außerhalb des Gleises liegende Bedielung, welche von der Gleisachse gemessen eine Breite von 2·15 m zu erhalten

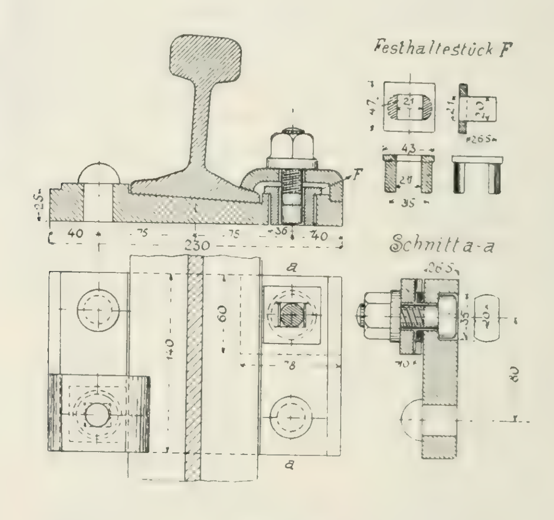


Abb. 161.

hat, wird entweder von mit den Querriegeln korrespondierenden Blechkonsolen getragen (Abb. 160) oder durch einen besonderen Randträger gestützt.

2. Die Auflagerung des Gleises mittels hölzerner Querschwellen auf den Fahrbahnlängsträgern (Schwellenträgern) oder bei kleinen Blechbrücken mit Fahrbahn oben auch unmittelbar auf den Hauptträgern bildet die Regel. Es können dabei für die Schienen dieselben Befestigungsmittel verwendet werden, wie in der freien Strecke und die Holzschwelle mildert durch ihre Elastizität ganz wesentlich das Geräusch und die Wirkung der Stöße auf das eiserne Tragwerk. Bezüglich der Querschnittsabmessungen der Querschwellen, ihrer Länge und Austeilung wird auf das bei den Holzbrücken Gesagte

(Bd. I, § 16) verwiesen[1]). Der Schwellenabstand wird kleiner als in der freien Strecke gewählt, gewöhnlich von Mitte zu Mitte nur bis 60 *cm*, um bei etwaigen Entgleisungen das vollständige Durchbrechen der Räder zu verhüten. Man teilt hienach den Abstand zwischen zwei Querträgern in eine Anzahl gleicher Teile, kleiner als rund 60 *cm*, und legt die Schwellen neben den Querträgern in den halben Abstand, so daß sich durchwegs gleiche Schwellenentfernung ergibt. Die Schienen sind alsdann in solchen Längen zu verwenden, daß der Schienenstoß zwischen zwei Querschwellen fällt, die nötigenfalls auf das für den schwebenden Stoß vorgeschriebene Maß näher zu rücken sind. Brücken, deren Länge kleiner als die verfügbare Schienenlänge (jetzt normal 12·5 bis 16 *m*) ist, erhalten keinen Schienenstoß. Der Anschluß an die freie Strecke ist durch besonders abgelängte Schienen zu bewirken.

Die Befestigung der hölzernen Querschwellen auf den Trägern geschieht gewöhnlich durch Schraubenbolzen, die entweder durch

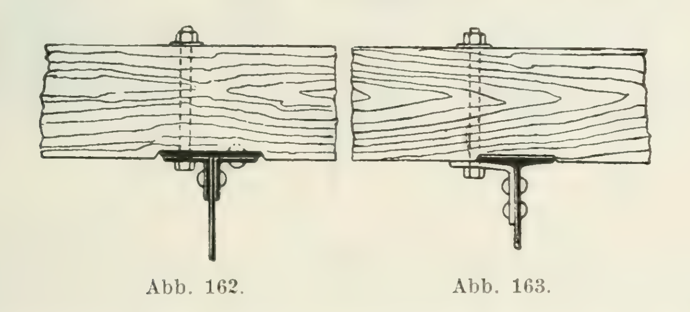


Abb. 162. Abb. 163.

die Gurtflanschen der Träger hindurchgehen (Abb. 162) oder besser durch seitlich an diese genietete Blechstreifen (Abb. 163). Zweckmäßiger noch ist die Verwendung von Hakenschrauben (Abb. 164), die den Flansch des Schwellenträgers untergreifen und durch den am Hakenende vierkantigen Schaft gegen Drehung gesichert sind. Die Schwellenausteilung ist bei dieser Anordnung nicht unabänderlich festgelegt und kann nach Bedarf geändert werden. Anstatt Hakenschrauben sind auch gerade Schraubenbolzen oder Holzschrauben mit Klemmplatten, die sich mit einem Spitzen- oder Schneidenansatz in das Holz der Schwelle einpressen (Abb. 165), verwendet worden.

[1]) Es ergeben sich

für einen Raddruck von	6	8	10 *t*
Schwellen von	20/24	22/28	24/30 *cm*

Diese Abmessungen sind für eine Scherspannung von 20 *kg/cm*² ermittelt, sie reichen auch für die Biegungsbeanspruchung mit 80 *kg/cm*² aus, solange der Abstand der Schwellenträger kleiner ist als 1·88 1·95 2·00 *m*.

Zur besseren Aufnahme der Seitenkräfte und um seitliche Verschiebungen zu verhindern, empfiehlt es sich, die Schwellen am Auflager um 10 bis 20 *mm* einzuschneiden. Hat der Träger abgesetzte Gurtplatten, so sind die Höhenunterschiede durch verschieden tiefe Einschnitte in den Schwellen oder durch Unterlagsplatten auszugleichen. Die vorstehenden Nietköpfe sind in entsprechende Ausbohrungen der Schwellen einzulassen. Die beste Sicherung gegen Verschiebungen auch nach der Längsrichtung des Gleises erreicht man durch eine Befestigung mittels Winkel, die auf die Schwellenträger genietet sind und mit denen die Schwellen durch wagrechte Bolzen verbunden werden (Abb. 166). Man verwendet dazu gewöhnlich ungleichschenklige Winkel mit lotrecht gestelltem, etwa 120 bis 150 *mm* langen Schenkel, um die Befestigungsbolzen höher legen zu können, und sucht ihre Stellung mit der Nietteilung der Träger in Einklang zu bringen, was mit kleinen Änderungen in den Schwellenabständen immer möglich ist.

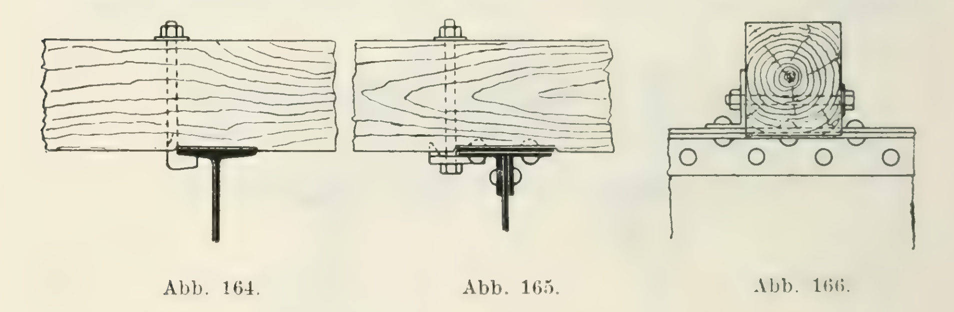


Abb. 164. Abb. 165. Abb. 166.

Der Winkelbefestigung wird besonders bei Brücken in Bremsstrecken der Vorzug gegeben. Es ist aber mit dieser Befestigungsart der Nachteil verbunden, daß die Schwellenlage schon beim Entwurf festgelegt werden muß und später nicht geändert werden kann. Bei Gleisen, die in beiden Richtungen befahren werden, sind die Winkel abwechselnd nach links oder rechts zu stellen.

Die Schwellen liegen in der Regel in der ganzen Breite der Gurtflanschen auf. Genietete Träger sollen dann eine durchgehende Kopfplatte erhalten, da sonst die inneren Winkel stark auf Abbiegen beansprucht werden. Zuweilen ist aber auch eine zentrische Auflagerung durchgeführt worden, in der Art, daß auf dem Träger unter jeder Schwelle eine 3 bis 5 *cm* breite, 20 bis 30 *mm* starke Unterlagsplatte mit Stiftschrauben oder versenkten Nieten befestigt und darauf die Schwelle mit einer eingelassenen Blechplatte gelagert wird (Abb. 167, 168). Durch eine an letzterer angebrachte Rippe können Querverschiebungen verhindert werden; außerdem ist die

Schwelle aber auch durch eine der oben angegebenen Befestigungsarten gegen Abheben und Längsverschiebung zu sichern. Die in Amerika übliche Auflagerung der Schwellen auf der Kante des etwa 1 *cm* über die Gurtwinkeln vorstehenden Stegblechs der Schwellenträger dürfte sich wegen der allzu geringen Breite der Auflagerfläche nicht sehr empfehlen.

Ausnahmsweise sind bei großen und langen Brücken anstatt der Holzschwellen eiserne Querschwellen zur Anwendung gekommen, welche den Vorteil der Feuersicherheit bieten, bezüglich der elastischen Milderung der Stöße aber den Holzschwellen erheblich nachstehen. Man verwendet Vautherin-Schwellen, welche mit den Längsträgern durch Nietung verbunden werden. Auch hier kann eine zentrische Auflagerung in Anwendung kommen. Man hat die Schwellen zuweilen auch ganz nahe gelegt, um das Durchbrechen entgleister

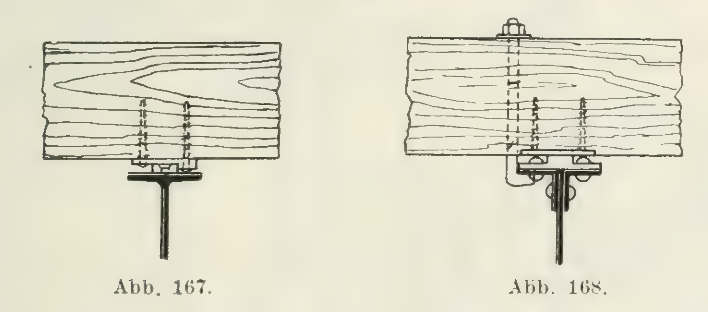


Abb. 167. Abb. 168.

Fahrzeuge zu verhindern und die Brücke ohne Bedielung begehbar zu machen (Kaiser Wilhelmsbrücke bei Müngsten, Abb. 171).

Bei der gewöhnlichen Anordnung des Oberbaues auf Holzquerschwellen ist die Fahrbahn in der ganzen Brückenbreite mit einem mindestens 5 *cm* starken Bohlenbelage abzudecken, der außerhalb des Gleises entweder von entsprechend verlängerten Querschwellen getragen wird (Abb. 189) oder davon getrennt auf den Fahrbahnträgern gelagert ist (Abb. 169, 190, 229). Im ersteren Falle braucht zur Unterstützung der Bohlen nicht jede Querschwelle in der ganzen Breite durchzureichen, sondern nur jede zweite oder dritte Schwelle, wenn durch die später zu besprechenden Sicherheitsschwellen dem Ablaufen und damit auch dem Durchbrechen entgleister Wagen vorgebeugt ist. Die Anordnung durchwegs kurzer Schwellen und getrennte Lagerung der äußeren Belagbohlen ist aber schon wegen des leichteren Auswechselns der Schwellen vorzuziehen.

Für den Belag empfiehlt es sich, Eichenholz zu verwenden. Die bis zu 20 *cm* breiten Bohlen erhalten Zwischenräume von 1 bis 2 *cm* und werden durch unten angeschraubte Querleisten zu etwa 0·6 bis

1·2 *cm* breiten und bis 2·5 *cm* langen Tafeln vereinigt, die an den Rändern mittels eingelassener Holzschrauben auf den Schwellen befestigt werden. Für das zeitweise notwendig werdende Abheben der Tafeln ist aber eine leicht lösbare Befestigung vorteilhaft, wie sie u. a. von Ingenieur

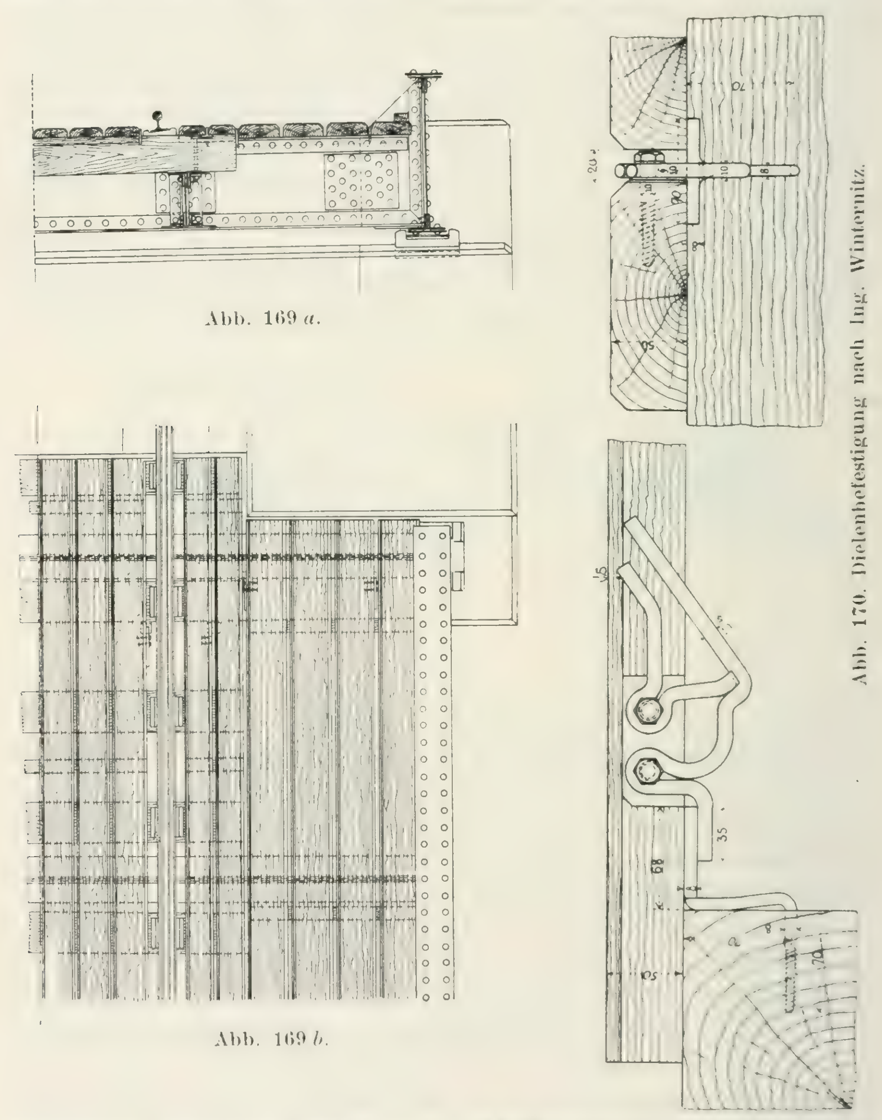


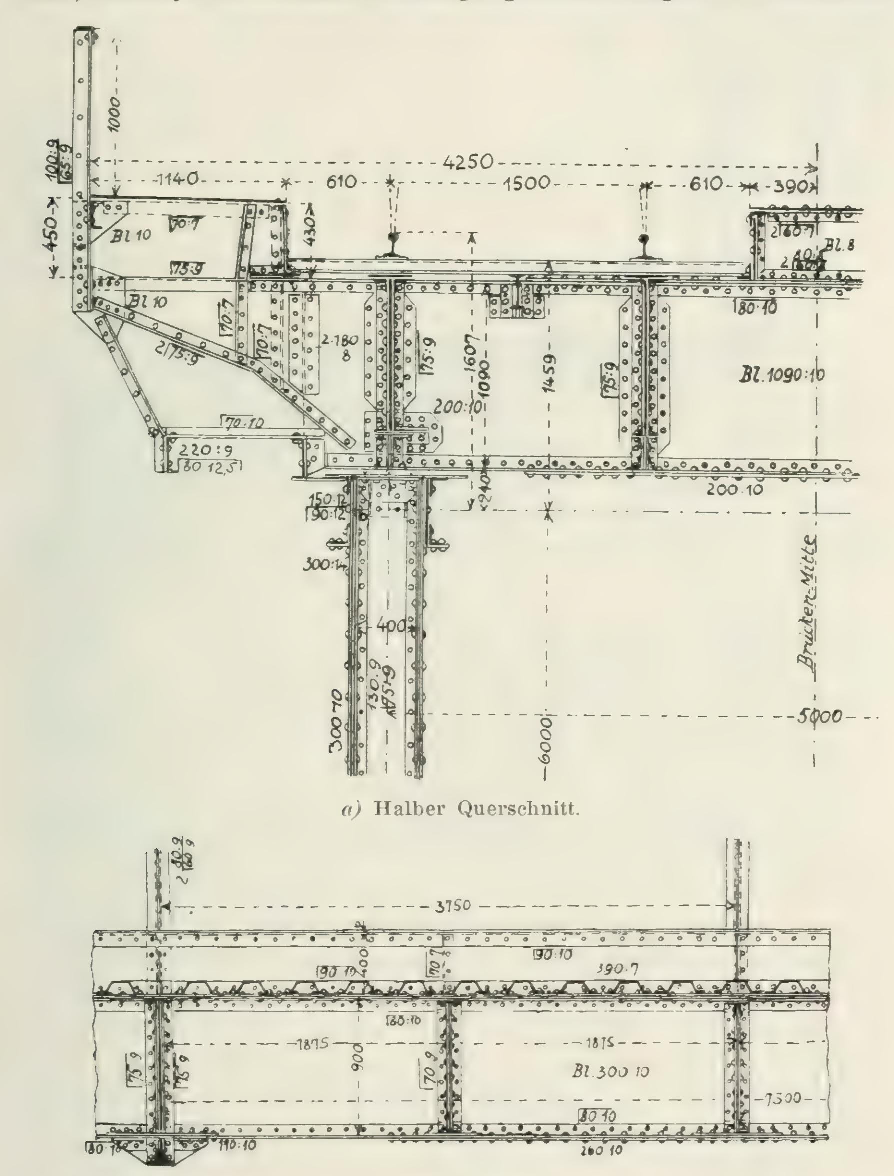
Abb. 169 *a*.

Abb. 169 *b*.

Abb. 170. Dielenbefestigung nach Ing. Winternitz.

Winternitz angegeben wurde und auf österreichischen Bahnen in Verwendung steht (Abb. 170). An einzelnen Dielen sind Kramphaken aus abgebogenem Rundeisen drehbar befestigt, die durch Niederdrücken eines ebensolchen Hebels an den Flansch des die Dielen unterstützenden Trägers oder an die an den Schwellen befestigten

kleinen Winkellaschen angepreßt werden. Für kleinere Tafeln sind zwei, sonst je vier solcher Befestigungsvorrichtungen zu verwenden.



a) Halber Querschnitt.

b) Längsschnitt.

Abb. 171. Kaiser Wilhelm-Brücke bei Müngsten.

Anstatt der Holzdielen wird auch eine Abdeckung mit Riffelblech gegeben, hauptsächlich in dem zwischen den Schienen eines Gleises liegenden Teile der Fahrbahn, um ein Inbrandsetzen durch

aus den Aschenkasten der Lokomotiven fallende Kohlenstücke zu verhüten (Bayerische Staatsbahnen). Die 6 *mm* starken Riffelbleche erhalten der Entwässerung wegen eine dachförmige Neigung und

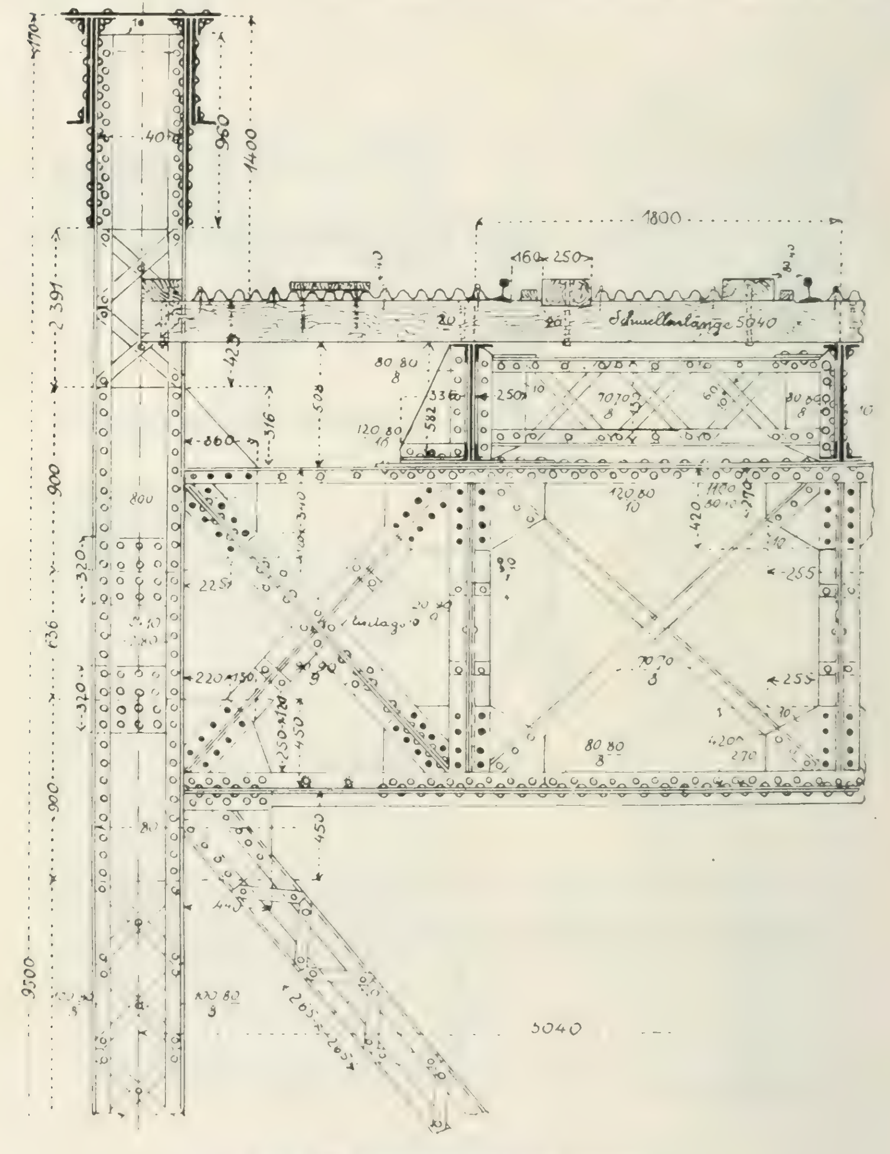


Abb. 172. Moldauviadukt bei Cervena.

werden auf hölzernen Längsbohlen, die auf den Querschwellen aufliegen, befestigt. Die Rücksichtnahme auf die Brandgefahr kann insbesondere bei längeren Brücken dazu veranlassen, die Holzbedielung

gänzlich durch eine eiserne Abdeckung zu ersetzen. Man hat zu diesem Zwecke entweder ganz nahe, mit 5 bis 6 *cm* Zwischenraum, liegende Belageisen verwendet, welche auch die Schienen tragen und keine weitere Abdeckung erhalten (Müngstener Brücke, Abb. 171, Iglawaviadukt bei Eibenschitz) oder die hölzernen Querschwellen mit Wellblech abgedeckt (Abb. 172, Moldauviadukt bei Cervena). Letzteres ist aber wegen des leichten Durchrostens, das durch Ansammlung von Schmutz und Feuchtigkeit in den Wellen begünstigt wird, nicht besonders zu empfehlen.

§ 17. Gleisüberführung auf Schotterbettung.

Die Durchführung eines vollen Schotterbettes auf einer eisernen Eisenbahnbrücke bietet folgende Vorteile:

1. Die Achslasten verteilen sich durch den Bettungskörper in günstigerer Weise auf die Fahrbahnträger; ihre Stoßwirkungen werden gemildert, so daß insbesondere die Nietverbände in den Anschlüssen der Fahrbahnträger weniger leiden.

2. Das vergrößerte Eigengewicht erhöht den Sicherheitsgrad gegenüber der Verkehrslast und die größere Masse des Überbaues vermag die dynamischen Einwirkungen der bewegten Last besser aufzunehmen. Dieser Umstand kommt besonders für Brücken von kleiner und mittlerer Spannweite in Betracht.

3. Die Fahrbahn ist feuersicher, sie schließt nach unten dicht ab, so daß in den unter der Brücke befindlichen Raum keine Asche, Kohle oder abtropfendes Öl gelangen kann. Sie bewirkt auch erhebliche Schalldämpfung und eignet sich daher besonders für Überfahrtsbrücken in Städten, Hochbahnbrücken.

4. Entgleiste Fahrzeuge werden für die Tragkonstruktion weniger gefährlich und können nicht durchbrechen.

5. Die Tragkonstruktion wird von der Anordnung des Oberbaues ganz unabhängig. Letzterer ist wie auf der freien Strecke auszuführen. Bei genügender Brückenbreite kann die Gleislage geändert und es können auch Weichen- und Gleiskreuzungen auf die Brücke verlegt werden, was für Brücken innerhalb von Stationen erwünscht sein kann.

Diesen Vorteilen stehen aber die nicht unerheblichen Mehrkosten gegenüber, welche durch das namhaft erhöhte Gewicht der Tragkonstruktion hervorgerufen werden. Ein durchgehendes Schotterbett von 35 bis 40 *cm* Höhe bis Schienenunterkante und einer Breite, die für Normalspur mit mindestens 3·3 bis 3·5 *m* anzunehmen ist,

wiegt pro 1 *m* Gleislänge 2200 bis 2700 *kg*. Hiezu kommt noch das Gewicht der Fahrbahntafel, welche in der Regel auch schwerer sein wird als die Holzbedielung der schotterfreien Fahrbahn, so daß man, gering gerechnet, das Mehrgewicht der Schotterbahn mit 2·2 bis 2·7 *t* pro 1 *m* Gleis ansetzen kann. Das Gewicht der Tragkonstruktion pro Längenmeter ist näherungsweise der gesamten, auf sie einwirkenden Belastung proportional. Bezeichnet g_0 das Fahrbahngewicht für die schotterfreie Fahrbahn, $g_0{}^1$ jenes bei Durchführung der Schotterbettung, p die Verkehrslast (Ersatzlast) pro Längenmeter Gleis, so stehen demnach die Tragwerksgewichte g und g^1 der beiden Anordnungen in dem Verhältnisse $g : g^1 = g_0 + p : g_0{}^1 + p$, womit

$$\frac{g^1 - g}{g} = \frac{g_0{}^1 - g_0}{g_0 + p}$$

und mit dem oben angegebenen mittleren Unterschiede der Fahrbahngewichte $g_0{}^1 - g_0 = 2{\cdot}5\,t$ und $g_0 = 0{\cdot}6\,t$

$$\frac{\varDelta g}{g} = \frac{2{\cdot}5}{0{\cdot}6 + p}.$$

Setzt man die Ersatzlast für den Belastungszug L_{16} (fünfachsige Lokomotive von 80 *t* Gewicht), ferner jene für den neuen Belastungszug L_{20} (sechsachsige Lokomotive von 120 *t* Gewicht) mit nachstehenden Ziffern an, so berechnet sich die Gewichtsvermehrung $\varDelta g$ der Tragkonstruktion bei Durchführung des Schotterbettes ungefähr mit den folgenden Prozentziffern:

	$l =$	10	20	30	40	50	60	80	100 *m*	
Belastungszug L_{16}	$p =$	11	8	7·5	7·3	6·8	6·1	5·6	5·1 *t*	
	$\varDelta g =$	21	29	30	31	33	37	40	44%	von g
Belastungszug L_{20}	$p =$	13	9·5	9·3	9·2	8·7	8·0	7·5	7·1 *t*	
	$\varDelta g =$	18	25	26	26	27	29	31	33%	von g.

Die Mehrkosten der Tragkonstruktion verbieten aus wirtschaftlichen Gründen die allgemeine Durchführung der Schotterfahrbahn auf den eisernen Brücken; für die kleineren Überbauten in stark befahrenen Linien findet sie aber immer mehr und mehr grundsätzliche Anwendung, da hier einerseits die Mehrkosten nicht so bedeutend sind, anderseits die Vorteile für die Erhaltung des Überbaues in besonderem Maße hervortreten. Für städtische Hochbahnbrücken wird diese Fahrbahnausbildung jetzt wohl ausnahmslos durchgeführt. Dagegen hat für weitgespannte Brücken die Überführung des Schotterbettes nur in wenigen Beispielen Anwendung gefunden.

Die Durchführung der Bettung erfordert die Anordnung einer Fahrbahntafel, für welche dieselben Konstruktionen wie bei den Straßenbrücken in Verwendung kommen können. Die Stärke der

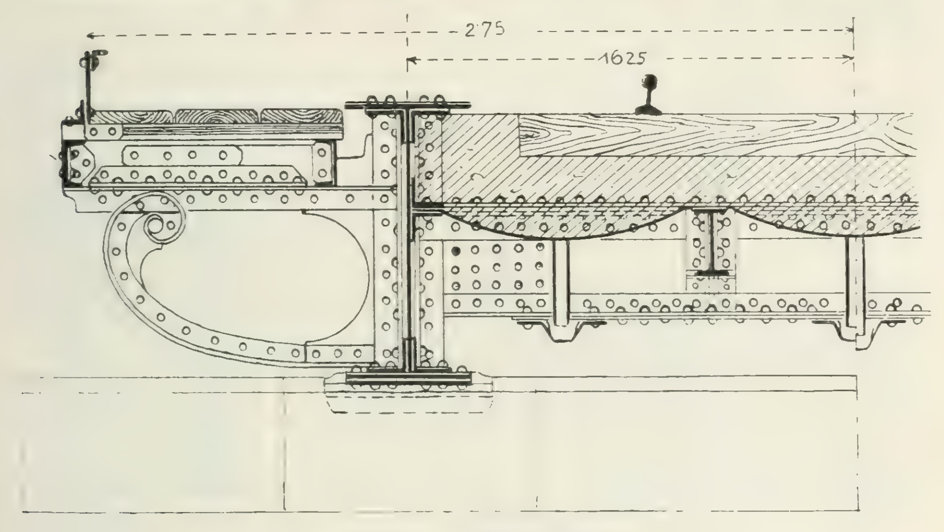


Abb. 173. Wiener Stadtbahnbrücke.

Bettung von der Oberkante der Fahrbahntafel bis zur Schwellenunterkante soll für Hauptbahnen nicht unter 20 *cm* betragen. Eiserne Querschwellen sind insoferne von Vorteil, weil sie niedriger sind als



Abb. 174. Überbrückung der Brandenburger Chaussée.

(Königl. Eisenbahndirektion Berlin.)

Holzschwellen und daher eine kleine Verringerung der gesamten Bettungshöhe und der Bauhöhe ermöglichen.

Als Fahrbahntafel kommen Konstruktionen in Eisen und in Eisenbeton in Betracht, und zwar vorzugsweise:

1. Buckelplatten. Unter einem Gleise sind gewöhnlich zwei (Abb. 174) oder drei Reihen Buckelplatten (Abb. 173) angeordnet.

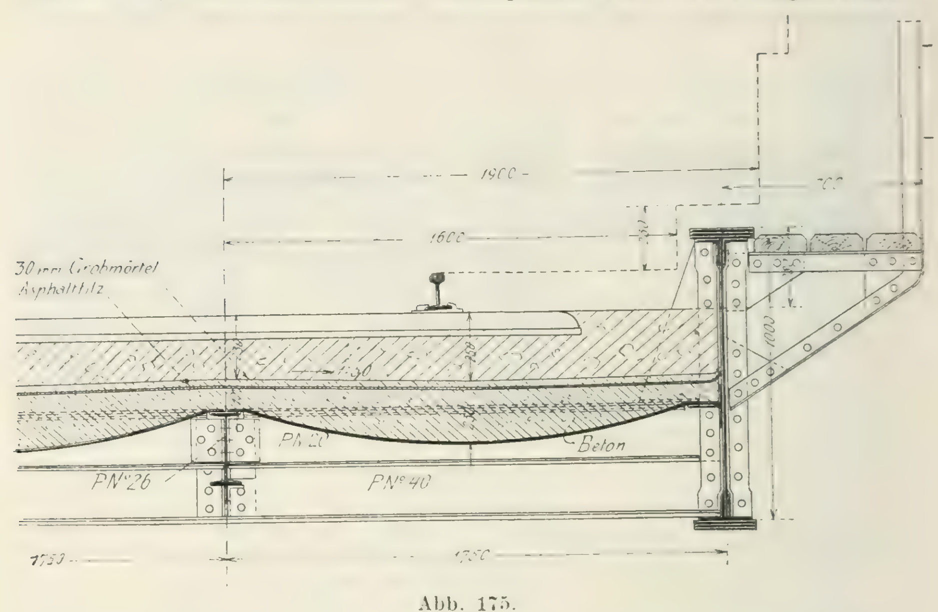


Abb. 175.

Hinsichtlich der Auflagerung und Befestigung der Platten gilt das bei den Straßenbrücken Gesagte. Die Stärke der Platten ist erfahrungsgemäß mit 9 bis 10 *mm* ausreichend bemessen. Eine rechnungs-

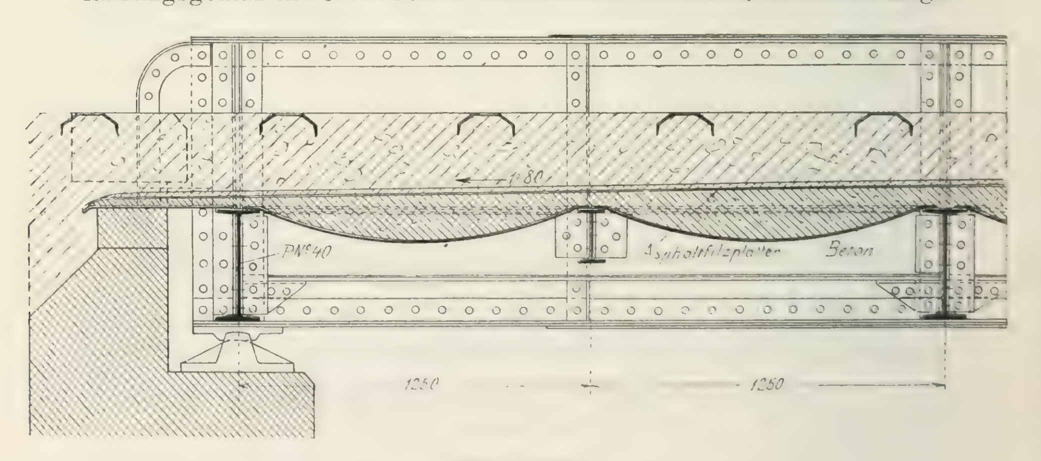


Abb. 175 *a*.

mäßige Bestimmung der Plattenstärke könnte nur von ziemlich unsicheren Annahmen über die Verteilung des Raddruckes durch Schwellen und Bettung ausgeben und erscheint daher zwecklos.

Auf die Buckelplatten wird gewöhnlich der Bettungsschotter unmittelbar aufgebracht. Tropflöcher und Tropftüllen in jeder Platte in Verbindung mit Längsrinnen, wie S. 155 beschrieben, bewirken die Entwässerung. Zum Schutz gegen Anrosten empfiehlt es sich, die Platten zu verzinken oder wenigstens mit heißem Teer zu überstreichen. Die Ränder der Buckelplatten sind mit Asphaltkitt zu dichten.

Man hat aber auch bei Eisenbahnbrücken die Mulden der Platten mit Beton ausgefüllt, der an der schwächsten Stelle die Fahrbahnplatte noch um 3 bis 4 *cm* überdecken soll, und darüber eine wasserdichte Abdeckung gegeben, welche, damit sie nicht beim Unterstopfen der Schwellen zerstört wird, mit einer mindestens 3 *cm* starken Grobmörtelschichte oder einer Ziegelflachschichte überdeckt werden muß. Die Entwässerung kann dann bei kleinen Spannweiten über die Widerlager hin erfolgen (Abb. 175). Die Oberfläche der Abdeckung erhält zu diesem Behufe von der Gleismitte aus eine Querneigung von etwa 1:50 und nach der Längsrichtung gegen die Widerlager ein Gefälle von mindestens 1:100. Die Abdeckung wird, wie Abb. 175*a* zeigt, mittels eines Schleppbleches über die Widerlager geführt, wenn es angängig ist, das Wasser in der Hinterpackung der Widerlager versickern zu lassen; sonst ist nach Abb. 175*b* eine Querrinne zu geben, die das Wasser seitlich abführt. Die Betonunterbettung liefert einen guten Schutz für die Buckelplatten, erhöht aber nicht unerheblich das Eigengewicht.

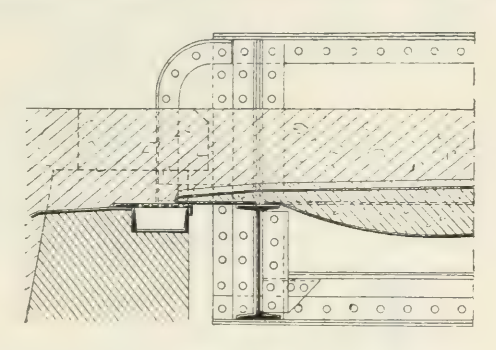


Abb. 175*b*.

Um letzteres überhaupt tunlichst zu vermindern, wird der Bettungskörper möglichst schmal gehalten. Für eingleisige Hauptbahnbrücken genügt bei 2·5 bis 2·7 *m* langen Querschwellen eine Bettungsbreite von 3·20 bis 3·30 *m*. Bei Blechbrücken, deren Hauptträger nur wenig über die Fahrbahn ragen und dementsprechend nahe gerückt werden können[1]), wird die Bettung seitlich durch die Wandbleche der Hauptträger abgeschlossen (Abb. 173, 175).

[1]) Das Lichtraumprofil erfordert die Einhaltung folgender Maße: Wenn die Träger die Schienenoberkante nicht um mehr als 0·38 *m*, 0·76 *m* oder mehr überragen, so muß der Abstand der inneren Gurtränder von der Gleismitte mindestens 1·60 *m*, 1·90 *m*, 2·15 *m* betragen.

Die Buckelplatten sind in diesem Falle an den Steg der Hauptträger zu befestigen. Der Anschluß nach Abb. 176 *a* mittels eines nach abwärts gekehrten Winkels ist nicht empfehlenswert, da die wagrechten Nieten auf Abreißen beansprucht würden. Besser ist es, einen nach oben gekehrten ungleichschenkligen Winkel zu verwenden, der einen zweireihigen Nietanschluß gestattet (Abb. 176 *b*), oder Doppelwinkel nach Art der Abb. 176 *c* oder 176 *d*. Weniger zweck-

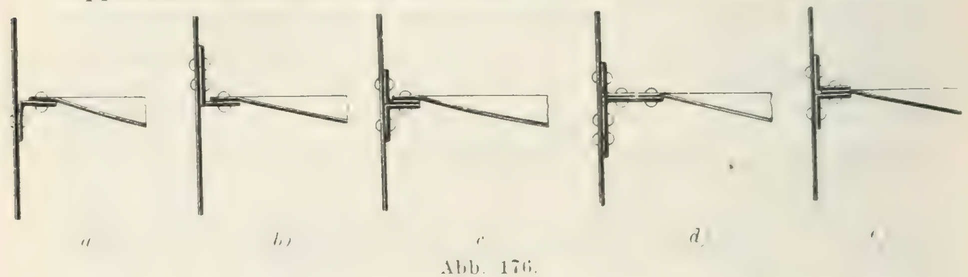


Abb. 176.

mäßig ist es, den Buckelplattenrand zwischen zwei Winkel einzuklemmen (Abb. 176 *e*), da in diesem Falle beide Winkel nicht gut schon in der Werkstätte angenietet werden können und daher mehr Nietarbeit an der Baustelle erforderlich wird.

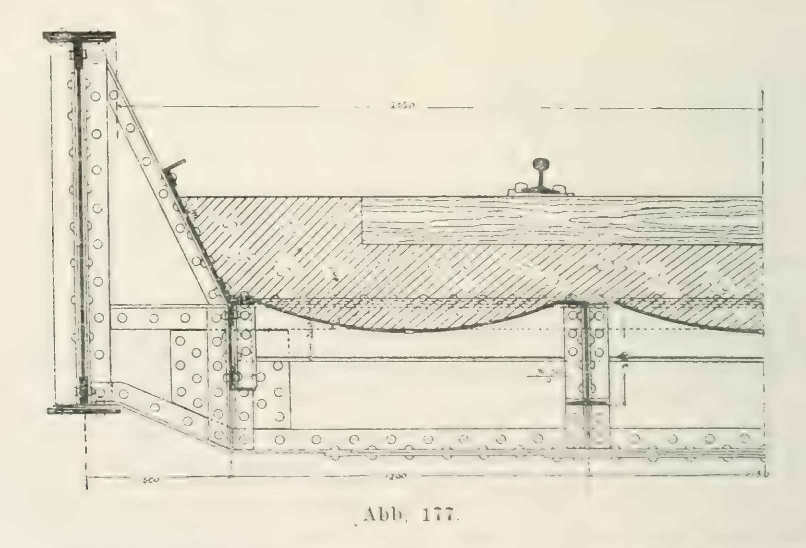


Abb. 177.

Dem Anrosten der mit der Bettung in Berührung stehenden Trägerteile muß durch einen guten und öfters zu erneuernden Anstrich vorgebeugt werden.

Bei höheren und weiter abstehenden Trägern begrenzt man den Bettungskörper seitlich entweder durch senkrechte Abschlußträger, welche gleichzeitig auch den aus Dielen oder Riffelblech her-

gestellten Fußweg tragen (Abb. 174) oder durch schräge Bleche, welche auf den Eckaussteifungen der Hauptträger aufliegen (Abb. 177). Liegt die Fahrbahn über den Hauptträgern, so erfolgt der seitliche Abschluß entweder durch senkrechte Bleche nach Abb. 178 oder durch

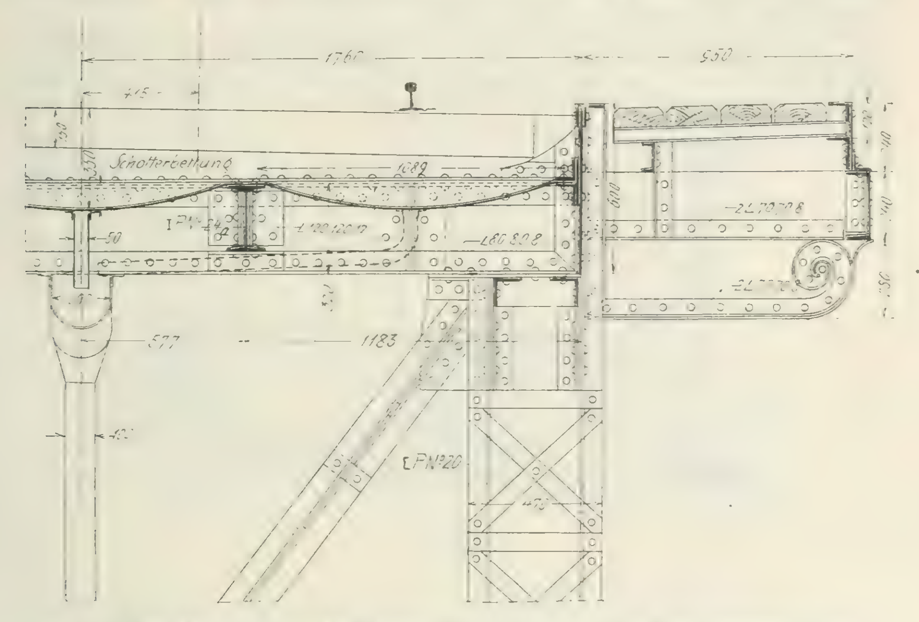


Abb. 178. Bogenbrücke der Wiener Stadtbahn über die Richthausenstraße.

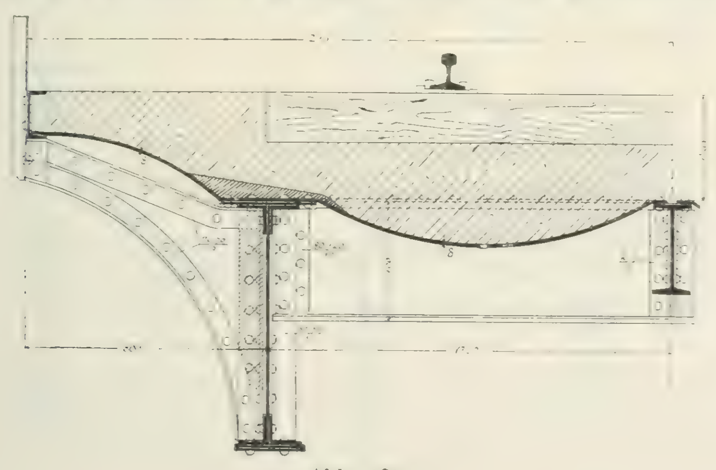


Abb. 179.

nach oben gekrümmte Bleche und [-Eisen (nach Abb. 179), die auf Konsolen aufliegen.

2. Belageisen. Diese liegen entweder der Länge nach auf entsprechend nahe angeordneten Querträgern oder quer auf sekundären

Längsträgern. Bei den Brücken der schweizerischen Nordostbahn sind die Belageisen mit einer Betonschichte und darüber einer wasserdichten Abdeckung überdeckt. Abdachungen dieser Deckschichte leiten das Wasser zu den Entwässerungsstellen. Die Bauhöhe ist gegenüber Buckelplatten vergrößert.

3. Flachbleche. Nach der von Ingenieur Johann angegebenen, bei Brücken im Eisenbahndirektionsbezirk Altona angewandten Kon-

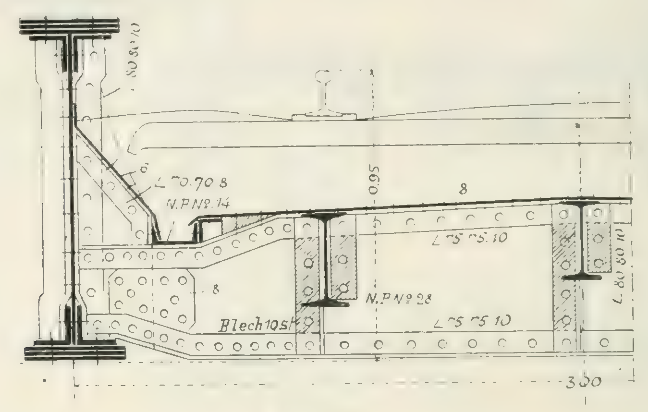


Abb. 180.

struktion ist die Fahrbahntafel aus Flachblechen gebildet, welche auf die Quer- und Längsträger genietet sind (Abb. 180). Durch eine

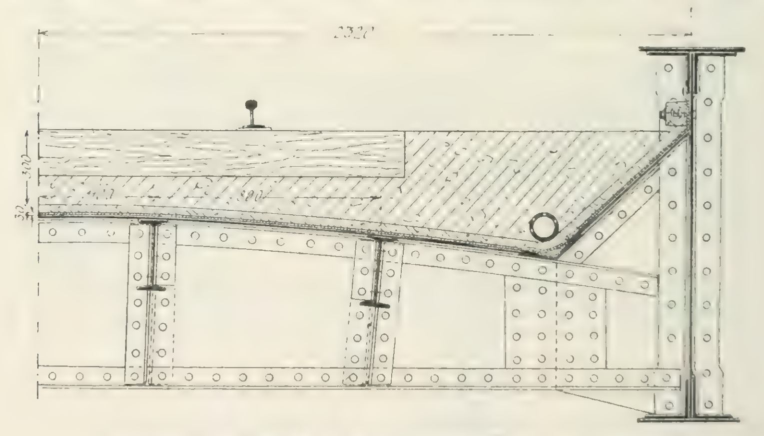


Abb. 181. Brücke der sächsischen Staatsbahnen.

dachförmige Querneigung der Flachbleche von 1 : 30 und Anordnung seitlicher Rinnen aus ⊔-Eisen ist für eine gute Entwässerung gesorgt. Bei einem Abstand der Längsträger von nicht mehr als 0·80 *m* genügt eine Blechstärke von 8 *mm*. Infolge der engen Stellung der Fahr-

bahnträger erfordern aber die Flachblechfahrbahntafeln ein etwas größeres Eisengewicht als Buckelplatten. Flachbleche stehen auch bei den „Brücken mit Kieskasten" der bayrischen Staatsbahnen in Anwendung. Abb. 181 zeigt die Anwendung gewölbter Flachbleche auf Brücken der sächsischen Staatsbahnen. Die 8 *mm* Bleche werden mit zwei Lagen Asphaltfilzplatten überklebt und darüber zum Schutze eine 3 *cm* starke Grobmörtelschichte gegeben. Die Asphaltfilzplatten reichen auch über die schrägen Seitenbleche und sind an der Trägerwand mit einer Holzlatte und mit Schrauben festgeklemmt Zur Entwässerung dienen in den Ecken eingelegte, durchlöcherte gußeiserne Rohre.

4. Hängebleche finden namentlich bei kleineren Brücken mit obenliegender Fahrbahn, bei welchen sie unmittelbar auf die Gurtungen

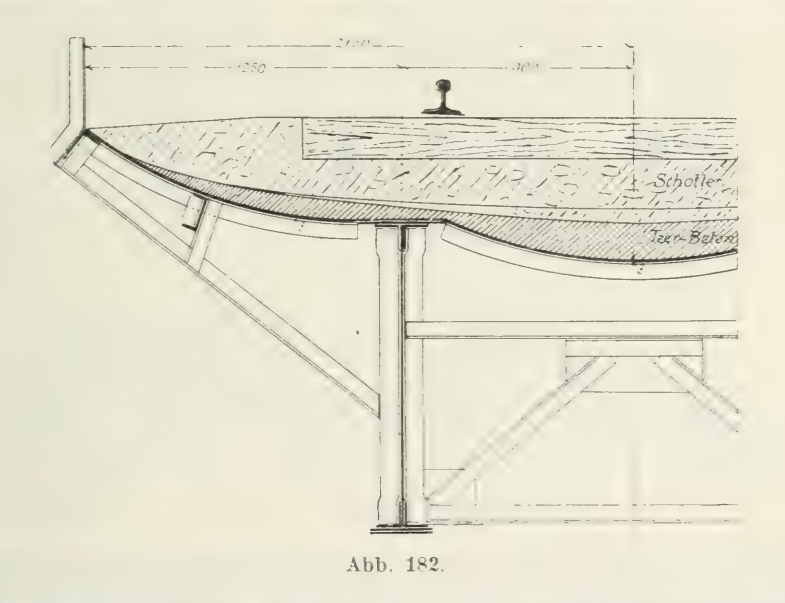


Abb. 182.

der 1·8 bis 2·0 *m* weit abstehenden Hauptträger genietet werden können, mit Vorteil Anwendung. Die seitlichen Teile des Schotterbettes werden mittels eines auf Konsolen aufliegenden [-Eisens von halben Hängeblechen getragen (Abb. 182). Die in 2 bis 2·5 *m* Abstand angeordneten Querabsteifungen der Hauptträger korrespondieren mit den außen befestigten Konsolen und bewirken auch eine Aussteifung der Hängebleche. Die Entwässerung erfolgt am einfachsten gegen die Widerlager durch Anordnung eines Längsgefälles, das bei horizontaler Nivelette durch Vergrößerung der Pfeilhöhe der Hängebleche zu erzielen ist, oder man gibt eine Betonausfüllung, welche eine von der Mitte nach den Widerlagern hin abfallende, muldenförmig gestaltete Oberfläche erhält.

Für sehr beschränkte Bauhöhe wurde von Ingenieur Johann eine Fahrbahnkonstruktion vorgeschlagen, bei der unter Wegfall aller Quer- und Fahrbahnlängsträger die Hängebleche unmittelbar an die Stege der Hauptträger, die dem Lichtraumprofil entsprechend weit abstehen, befestigt sind. Der von den Hängeblechen ausgeübte Horizontalzug wird von steifen Riegeln aufgenommen, welche die Hauptträger verbinden und zum Teil in der Schotterbettung liegen. Letzteres ist allerdings wegen des behinderten Unterstopfens der Schwellen und wegen des schwer zu verhütenden Anrostens der Riegel als ein Nachteil dieser Anordnung zu bezeichnen.

5. Trogbleche. Eine besonders in Amerika für eingleisige Blechbrücken mit beschränkter Bauhöhe vielfach angewandte Fahr-

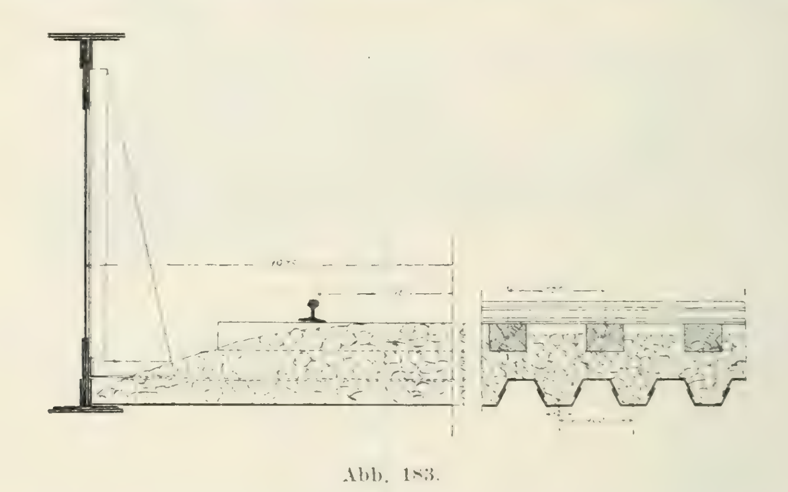


Abb. 183.

konstruktion besteht in einer durchgehenden, aus Blechen und Winkeleisen oder auch ⅂- oder ⌣- Eisen trogförmig zusammengesetzten Tafel, die unter Vermeidung von Fahrbahn-Längs- und Querträgern unmittelbar auf die Hauptträger gelagert ist (Abb. 183). Um die Schwellen unterstopfen zu können, muß über dem Trogenbleche noch eine genügend hohe Bettung gegeben werden. Die Entwässerung macht einige Schwierigkeit; es muß dem Trogbleche ein Quergefälle gegeben und jeder Trog an der tiefsten Stelle mit Abflußlöchern versehen werden, wenn nicht eine Betonausfüllung mit wasserdichter Abdeckung vorgezogen wird. Abb. 184 zeigt die Anwendung der Trogblechfahrbahn für einen amerikanischen Hochbahnviadukt. Die Trogbleche liegen hier der Länge nach auf den unmittelbar von den Stützen getragenen, bis zu 7·5 *m* weit abstehenden Querträgern. Die Tröge haben eine Betonausfüllung, deren rinnenförmige Oberfläche das

durch die Bettung eindringende Wasser zu den Abflußstellen leitet. Bei der Dimensionierung der Trogbleche muß mit einer weitgehenden Verteilung der Achsdrücke gerechnet werden; trotzdem erfordert diese Konstruktion ein ziemlich hohes Eisengewicht.

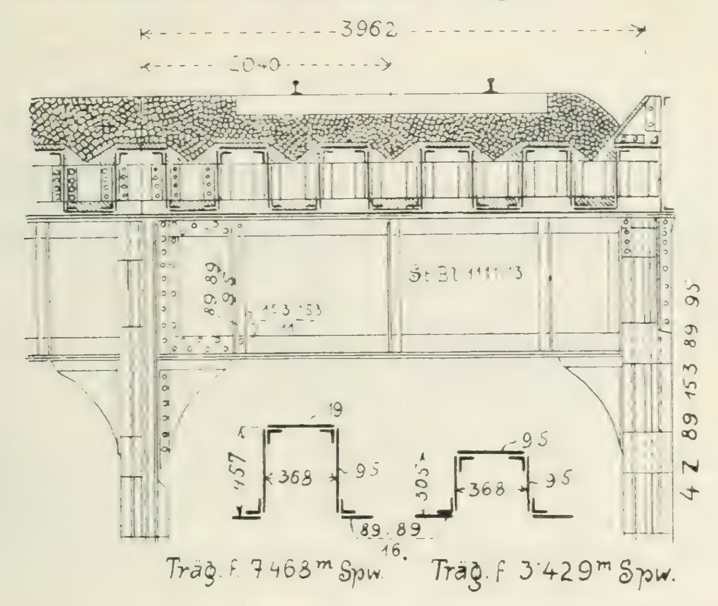


Abb. 184. Amerikanisches Hochbahnviadukt.

Man hat auch bei Querlage der Trogbleche die Querschwellen in die Tröge gelegt und dadurch die Bauhöhe und das Gewicht der Bettung vermindert. Die Erhaltung der Gleislage durch Unterstopfen der Schwellen ist aber dann schwer durchzuführen.

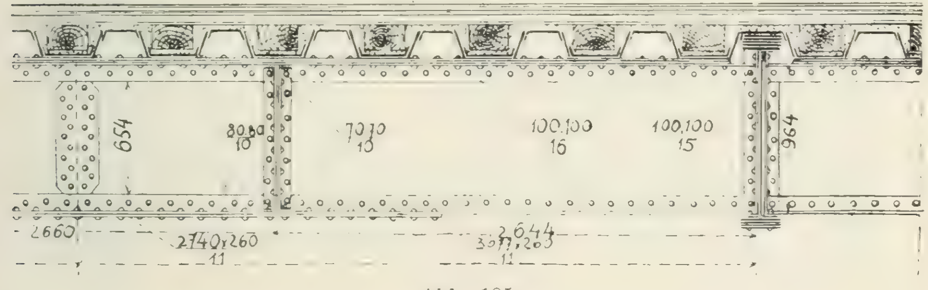


Abb. 185.

Abb. 185 gibt den Längsschnitt durch die Fahrbahn der Donaubrücke zu Cernawoda (Rumänien). Die Anordnung der Trogbleche verfolgt hier vornehmlich wohl nur den Zweck, das Durchbrechen entgleister Fahrzeuge mit Sicherheit zu verhüten.

6. Fahrbahntafeln aus Eisenbeton. Wenn von den Überbauten kleinerer Spannweiten aus nahe liegenden Walz- oder Blechträgern mit dazwischen gestampften Betonkappen, welche bereits in Bd. II, S. 145, Besprechung gefunden haben, abgesehen wird, so

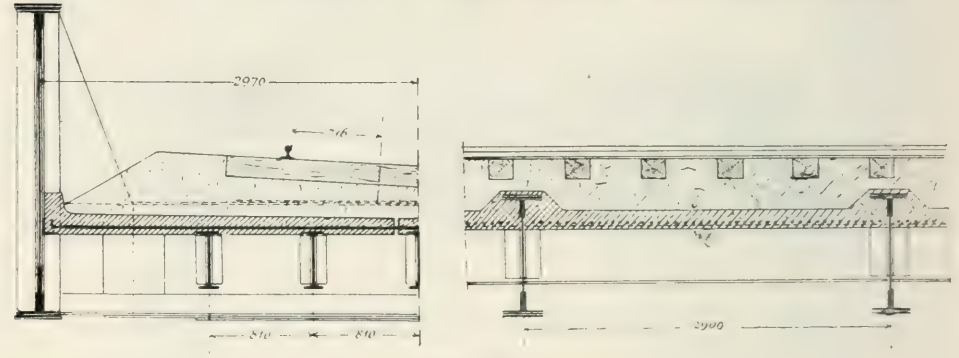


Abb. 186.

sind es besonders bewehrte Betonplatten, welche auf den Quer- oder Längsträgern der Fahrbahn aufliegend, an Stelle einer eisernen Fahrbahntafel treten und in neuerer Zeit auch bei Eisenbahnbrücken mit durchgeführter Schotterbettung Anwendung finden. Die Vorteile dieser

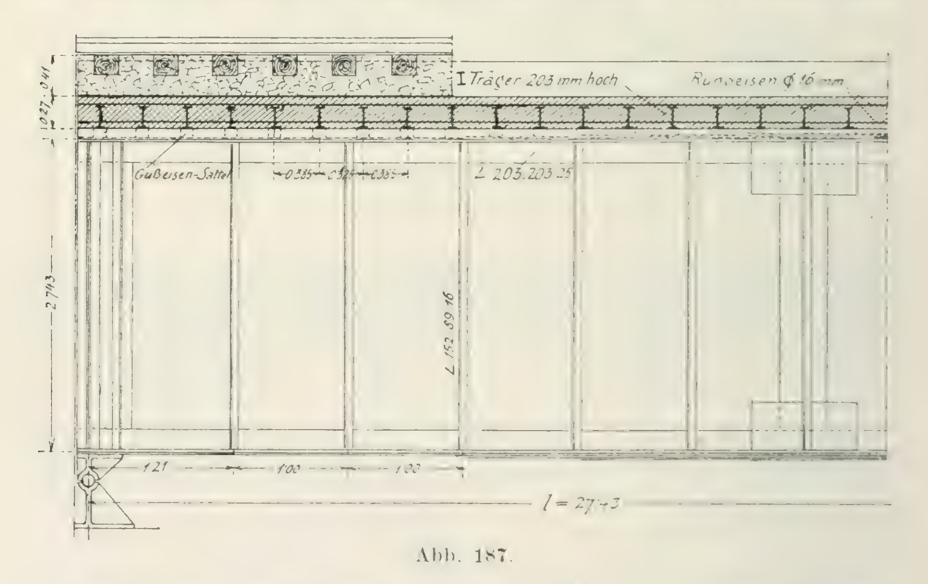


Abb. 187.

von Rostschäden freien Fahrbahntafel wurden bereits oben bei den Straßenbrücken hervorgehoben und es ist nach den bisherigen Erfahrungen zu erwarten, daß sie sich auch bei dem stärkeren Verkehr auf den Eisenbahnbrücken gut bewähren wird. Wirtschaftlich kann

diese Konstruktion gegenüber einer eisernen Fahrbahntafel infolge des größeren Eigengewichtes allerdings im Nachteil sein. Sie erfordert ein Nahelegen der Fahrbahnträger (unter 1 *m*), damit mit Plattenstärken von 15 bis 20 *cm* ein Auslangen gefunden wird. Abb. 186 gibt ein Beispiel. Hinsichtlich der Berechnung der Platten wird auf Bd. II, § 15, verwiesen.

In Amerika ist für Eisenbahnbrücken mit schwerem Verkehr die in Abb. 187 dargestellte Fahrbahn zur Ausführung gebracht worden. Die Fahrbahntafel besteht aus einer 27 *cm* starken Betonplatte, in der in Abständen von 38 *cm* 20 *cm* hohe Walzträger liegen

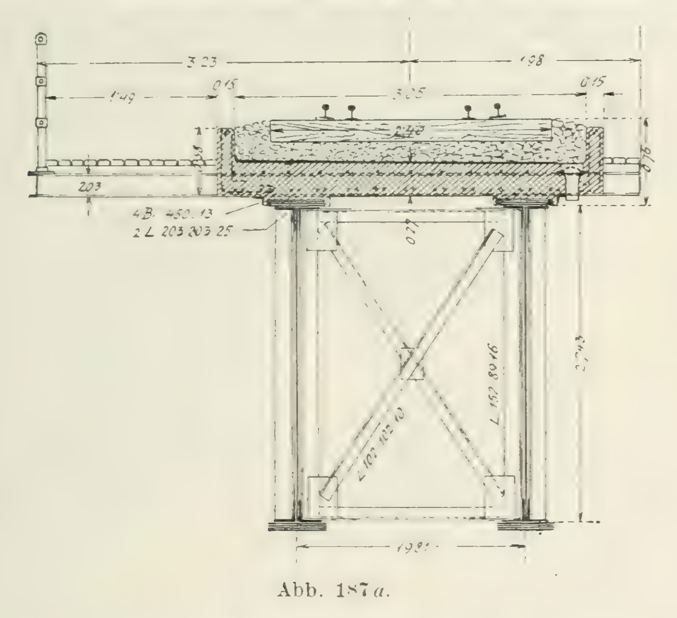


Abb. 187 *a*.

und die überdies mit Rundeisen bewehrt ist. Die Platte liegt in einer Stützweite von rund 2 *m* frei auf und ist sie bei mehrgleisigen Brücken für jedes Gleis getrennt. Durch entsprechendes Quer- und Längsgefälle der Plattenoberfläche ist für die Entwässerung gesorgt. Die Abb. 187 bezieht sich auf den viergleisigen Blechbalken-Viadukt, der die Rampe zur großen Hellgate-Brücke bildet. In gleicher Weise ist auch die Fahrbahn auf letzterer selbst ausgebildet.

§ 18. Schutzvorrichtungen gegen Entgleisen.

Um die Gefährlichkeit einer Zugsentgleisung auf einer Brücke zu mildern, welche bei obenliegender Fahrbahn das Herabstürzen der entgleisten Fahrzeuge oder bei versenkter Bahn ihr Anprallen

gegen die Tragwände zur Folge haben könnte, werden Schutzvorrichtungen angebracht, die das seitliche Ablaufen der Fahrzeuge verhindern oder wenigstens erschweren sollen. Man kann aber diese Schutzvorrichtungen auf die ohne Bettung durchgeführten Brückengleise beschränken, da hier durch die sprunghaften Bewegungen der entgleisten Fahrzeuge die Gefahr einer Katastrophe eine größere ist, wogegen bei Durchführung der Bettung die Verhältnisse nicht ungünstiger liegen als auf hohen Dämmen, wo ja auch keine besonderen Sicherungen angebracht werden.

Als Schutzvorrichtungen dienen entweder Zwangsschienen oder Leitschienen, beziehungsweise Sicherheitsschwellen. Erstere liegen ganz nahe innerhalb der Fahrschienen (lichter Abstand der Köpfe 45 bis 70 *mm*), so daß sie durch Führung des Spurkranzes eine Entgleisung verhüten. Da aber in den engen Zwischenraum leicht Gegenstände gelangen und dann erst recht eine Entgleisung herbeiführen können, so sind Zwangsschienen nur dort ratsam, wo eine ständige und aufmerksame Bahnüberwachung stattfindet.

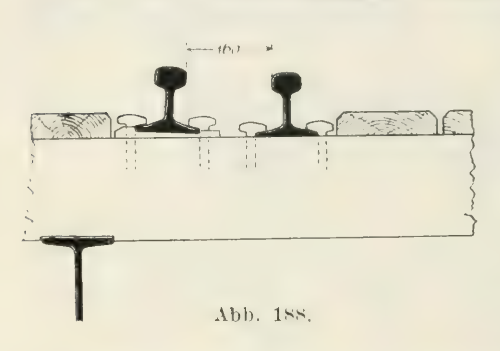


Abb. 188.

Die Leitschienen (Abb. 188) oder hölzernen Sicherheitsschwellen (siehe Bd. I, S. 142, Abb. 166) liegen in einem größeren Abstande (im Lichten 160 *mm*) innerhalb der Fahrschienen. Man hat die Leitschienen

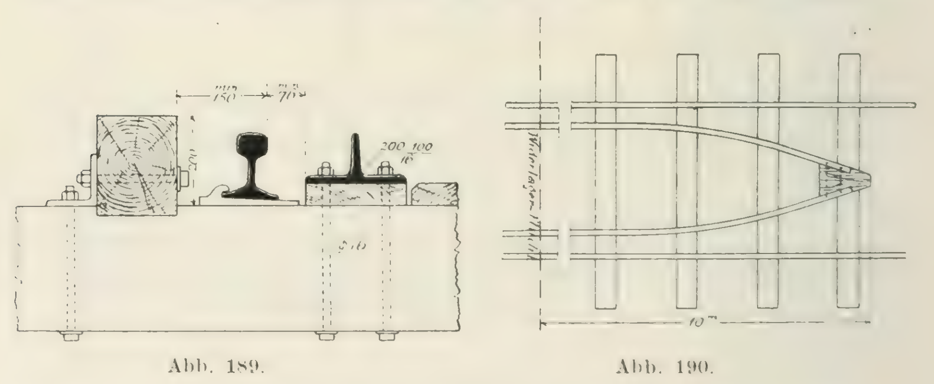


Abb. 189. Abb. 190.

auch liegend, mit dem Fuße gegen die Fahrschiene gewendet und mit Holzunterlagen auf den Querschwellen aufgeschraubt, angeordnet. Hölzerne Sicherheitsschwellen dürfen um höchstens 40 *mm* die Fahrschiene überragen; sie werden zuweilen auf der der Fahrschiene

zugewendeten Seite mit Winkel- oder [-Eisen bewehrt. Abb. 189 zeigt die Anordnung, wie sie auf den preußischen Staatsbahnen für längere Brücken mit oben liegender Fahrbahn, sowie für solche in Krümmungen (R   500 *m*) vorgeschrieben ist. Außerhalb des Gleises liegen hölzerne Sicherheitsschwellen, innerhalb breitfüßige ⊥-Eisen.

Die Leitschienen sind über die Brückenenden hinaus (nach den österreichischen Vorschriften 10 *m* weit) zu verlängern und in der Gleismitte in einer Spitze zusammenzuführen (Abb. 190). Außenliegende Leitschienen sind entsprechend nach außen abzubiegen.

§ 19. Endabschlüsse der Fahrbahn, Auszugsvorrichtungen.

Der Übergang der Fahrbahn von der Brücke auf die Widerlager oder Pfeiler ist derart einzurichten, daß ihr Zusammenhang durch

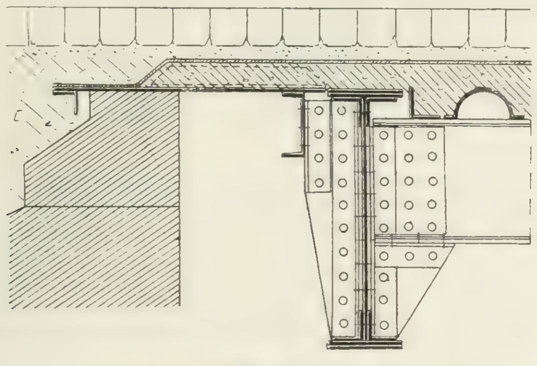


Abb. 191.

die Bewegungen und Wärmeausdehnungen des Überbaues nicht gestört wird. Bei Straßenbrücken mit Schotterdecke oder mit Steinpflaster auf Sandbettung kann die Brückendecke ohne Unterbrechung durchgehen, da sich unter ihr die Tragkonstruktion mit der Fahrbahntafel an den Dilatationsstellen verschieben kann. Der Spalt am Brückenende zwischen Tragkonstruktion und Widerlager ist durch ein Schleifblech zu überdecken, das mit möglichst kleiner freier Stützweite einerseits auf dem letzten Querträger oder auf daran befestigten Konsolen festgenietet ist, anderseits auf dem Kopf des Widerlagers aufliegt oder auch darüber hinwegreicht. Bei größerer Freilage kann es durch quer darüber genietete Winkeleisen verstärkt werden (Abb. 191).

Derartige Schleifbleche finden auch bei Eisenbahnbrücken mit durchgeführtem Schotterbett Anwendung. Dabei ist der Schotterkasten seitlich durch senkrechte Bleche zu begrenzen (Abb. 175 und 192).

Anstatt eines Schleifbleches kann zur Überdeckung des Spaltes auch ein Zorèseisen angeordnet werden, welches auf dem Trag-

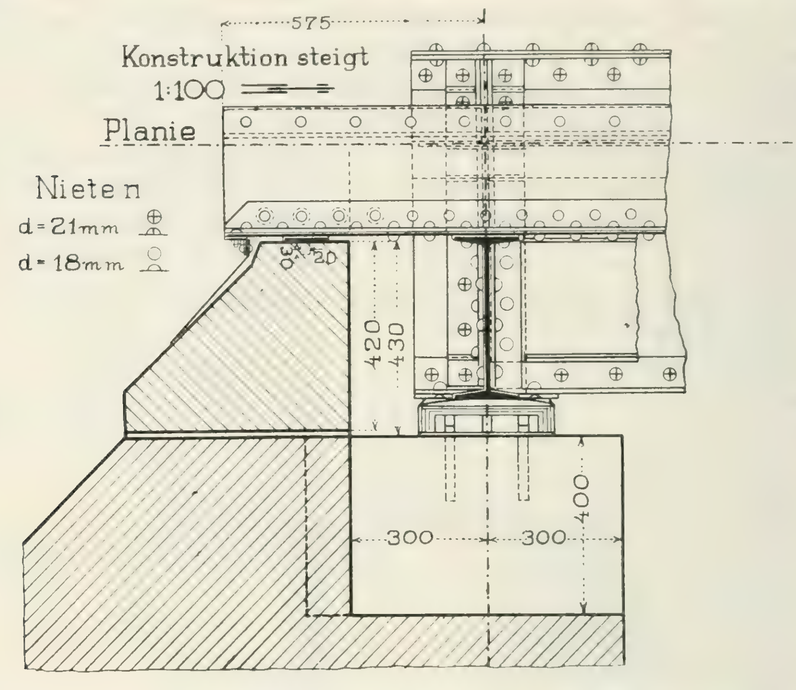


Abb. 192. Nach den Normalplänen der kgl. bayrischen Staatsbahnen.

werk festgenietet ist und auf einem auf der Mauerkrone liegenden Bleche schleift (Abb. 147*b*, 193).

Ist die Fahrbahndecke (Holz- oder Asphaltpflaster) bei starrer Unterlage gegen die Tragkonstruktion nicht leicht verschieblich oder treten überhaupt größere Bewegungen an den Dilatationsstellen des Überbaues auf, so muß auch die Fahrbahndecke daselbst unterbrochen werden. Durch Anordnung eines den Fahrbahnkörper der Brücke abschließenden Trägers, der auf Konsolen oder auf die über den letzten Querträger etwas hinaus verlängerten Fahrbahnlängsträger gelagert ist, und allenfalls eines ebensolchen Trägers auf der Widerlagerkrone wird ein schmaler Spalt gebildet, der mit einer

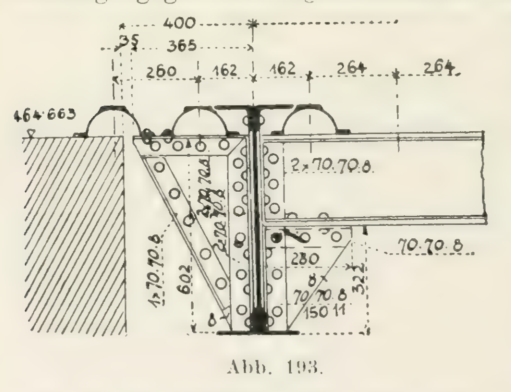


Abb. 193.

Schleifplatte zu überdecken ist. Letztere soll genug stark sein, um den Stößen der Fahrzeuge zu widerstehen und so gestaltet, daß sich nicht Straßenschmutz in Vertiefungen ansammelt, der schwer zu beseitigen ist und die Verschieblichkeit behindern würde. Das unter

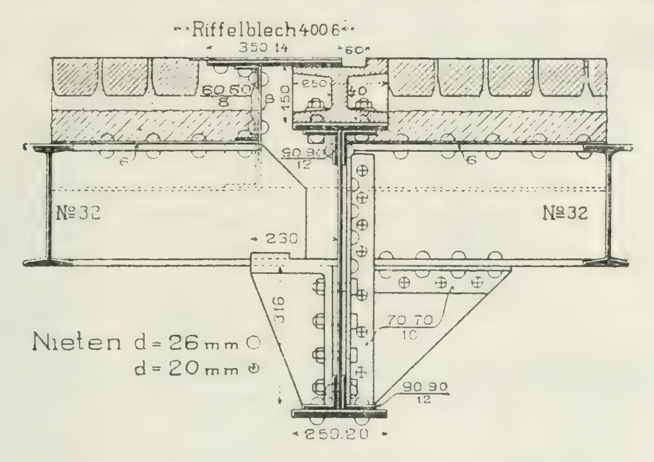


Abb. 194. Brücke über die Vorderelbe bei Hamburg.

die Platte gelangende Wasser soll nicht längs des Widerlagers oder an der Tragkonstruktion ablaufen, sondern von einer Rinne aufgefangen werden.

Man findet (nach Abb. 194) Riffelblech oder gerippte Stahlgußplatten von 14 bis 20 *mm* Stärke (Abb. 195) angewendet, die mit dem Fahrbahnabschlußträger vernietet und so breit sind, daß sie bei der größten Verkürzung des Tragwerkes noch auf dem festen Mauerträger aufliegen. Allerdings bildet sich dabei über letzterem eine vertiefte Rinne, die beim Darüberrollen der Räder zu Stößen Anlaß gibt und die auch den Straßenschmutz zurückhält. Für größere Verschiebungsmaße sind deshalb Auszugsvorrichtungen mit kammförmigem Eingriffe vorzuziehen, entweder nach Art der Abb. 196 aus

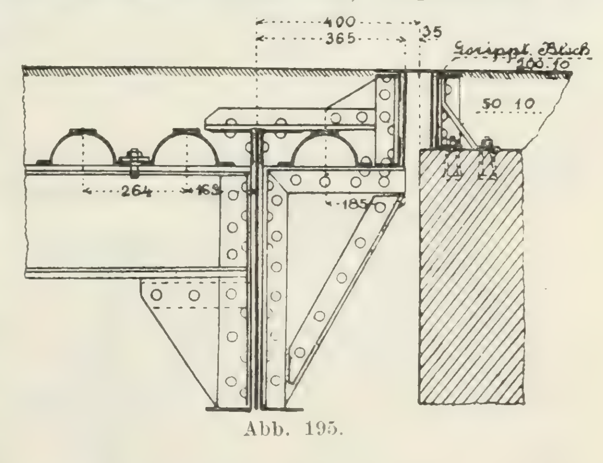
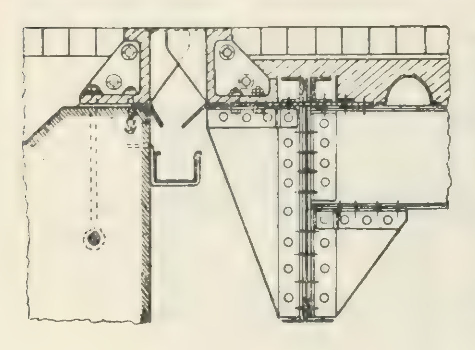


Abb. 195.

Gußstücken mit konsolenartigen Kammzähnen oder aus Platten bestehend, die mit an der Oberfläche gerippten, 30 bis 35 *mm* breiten Fingern ineinander eingreifen (Abb. 197). Die an der verschieblichen Tragkonstruktion befestigten längeren Finger werden in jeder Stellung von dem auf dem Widerlager liegenden Träger unterstützt. Die Spalten sind aber so schmal (35 *mm*), daß sie den Wagenverkehr nicht behindern.



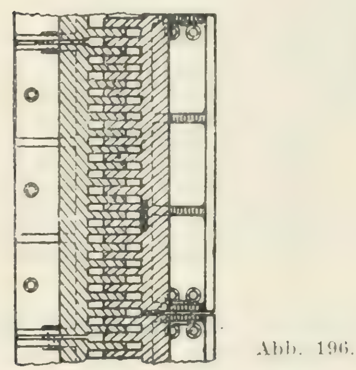


Abb. 196.

(Nach „Schaper, Eiserne Brücken".)

In ähnlicher Weise wie an den beweglichen Brückenenden sind auch an solchen Stellen des Tragwerkes, wo infolge von Gelenken (bei Gerberträgern, Bogenträgern etc.) stärkere Bewegungen eintreten, Fahrbahnunterbrechungen auszubilden (Abbild. 194, 198).

Bei Eisenbahnbrücken nimmt das mit dem Tragwerk unverschieblich verbundene Gleise an dessen Längenänderungen teil und es müssen daher beim Übergange von der Brücke auf das Widerlager, und zwar an jenem Brückenende, wo die beweglichen Auflager sind oder auch dort, wo Überbauten aneinandergrenzen, die sich gegenseitig verschieben können, Vorrichtungen angebracht werden, welche eine Verschiebung der Schienen ermöglichen und dabei einen möglichst

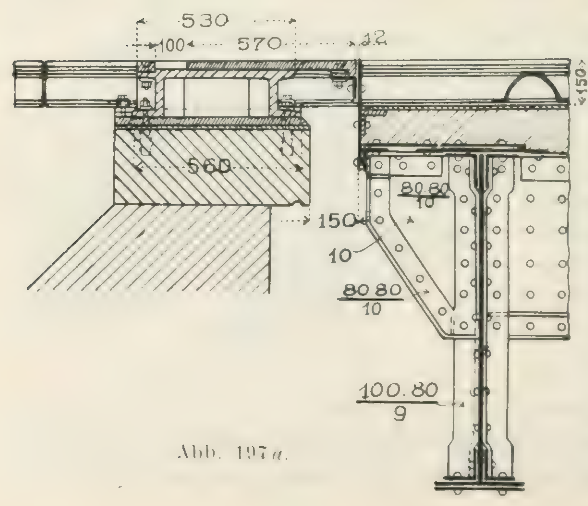


Abb. 197 *a*.

stoßfreien Übergang der Fahrzeuge bewirken. Bei einer Temperaturschwankung von 60⁰ beträgt der Auszug für je 10 *m* Brückenlänge rund 7·5 *mm*. Nur bei Brücken von kleiner Länge, etwa bis 30 *m*, können besondere Auszugsvorrichtungen wegbleiben. da hier die Schienenlücken in den dem beweglichen Brückenende zunächst liegenden Schienenstößen für den Längenausgleich genügen. Man hat zwar in einigen Fällen auch bei größeren Spannweiten die

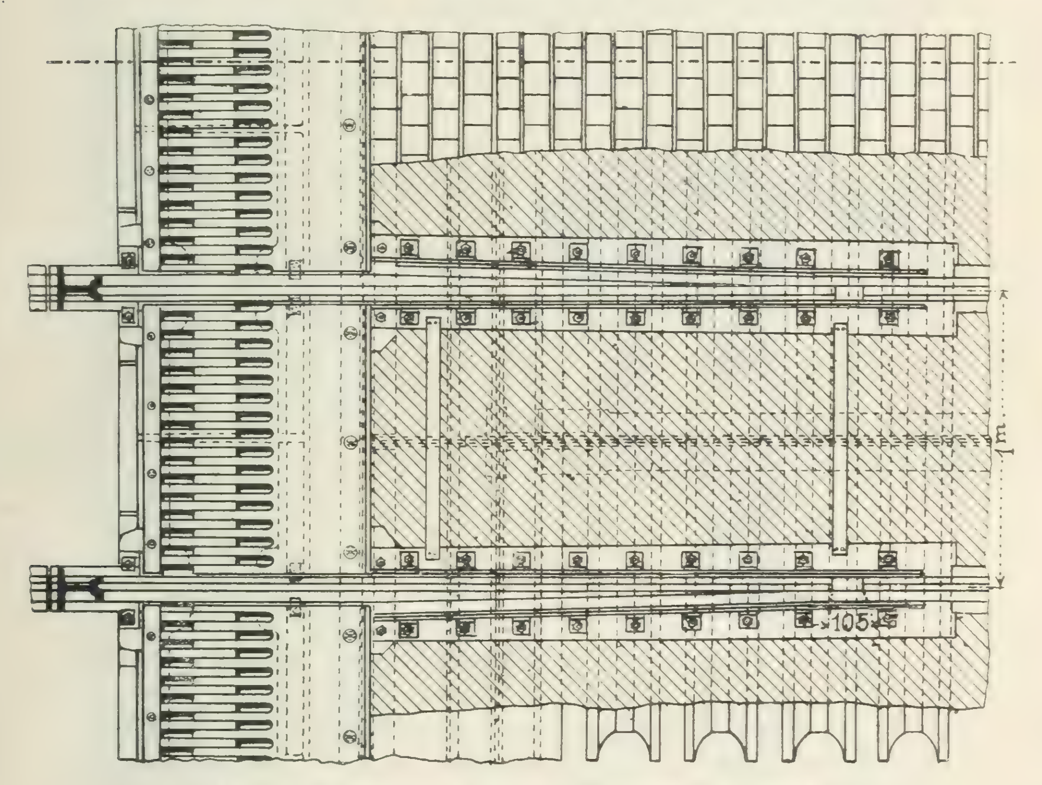


Abb. 197*b*. Auszug der Homberg—Ruhrorter Rheinbrücke.

Auszugsvorrichtungen weggelassen, indem man die Schienen auf dem Tragwerk verschieblich und mit Zwischenräumen an den Schienenstößen befestigte. Es entstehen aber dabei leicht Unregelmäßigkeiten in der Größe der Schienenlücken und diese sind auch wegen der Stoßwirkung auf das Tragwerk nicht von Vorteil. Es empfiehlt sich daher, die Schienen auf dem Tragwerk festzuhalten und gegen Wandern zu sichern, dafür aber den Längenausgleich am Brückenende durch eine Auszugsvorrichtung zu bewerkstelligen.

Nach einer älteren, heute aber nicht mehr angewandten Konstruktion wurden die beiden Schienen an der Auszugsstelle zur

Hälfte überplattet, so daß die Radkränze an den Lücken eine halbe Kopffläche zur Unterstützung hatten. Die Verbindung der überplatteten Schienen erfolgte durch Schrauben in Langlöchern. Es waren hiezu aber Schienen von größerer Stegdicke (mindestens 18 *mm*) zu verwenden, oder man hat die Schienen nur soweit überplattet, daß die Stege aufeinanderlagen, in welchem Falle die Schienen etwas abzubiegen und im Kopf der inneren Schiene soweit abzuhobeln waren, daß die Fahrkante eine gerade Linie bildete.

Eine bessere Konstruktion und eine stoßfreiere Überführung des Rades über die Schienenlücke erzielt man durch die Auszugsvorrichtungen mit Stützlasche, bei denen die Schienen durch eine mit ihnen an der Außenseite des Schienenkopfes überplattete Lasche derart verbunden sind, daß letztere das Rad beim Übergang über die Lücke unterstützt. Es ist zu diesem Behufe die Lauffläche der Lasche an der Schienenlücke entsprechend der Konizität des Radkranzes mit sanfter Ansteigung erhöht. Auf der Innenseite der Schienen liegt eine gewöhnliche Flachlasche. Zur Auflagerung der Auszugsschienen dient eine gewalzte oder gegossene Grundplatte, mit der die Schienen durch den Schienenfuß übergreifende Klemmplatten verbunden sind. Laschen und Schienen sind durch vier bis sechs Schraubenbolzen verbunden, welche in der festen Schiene und in den Laschen durch runde Löcher, in der Auszugsschiene durch Langlöcher hindurchgehen. Die Stützlasche kann überdies auf der Grundplatte mittels Schrauben oder Nieten befestigt werden. Zur Sicherung gegen Entgleisen sind auf der Innenseite des Gleises Zwangsschienen anzuordnen.

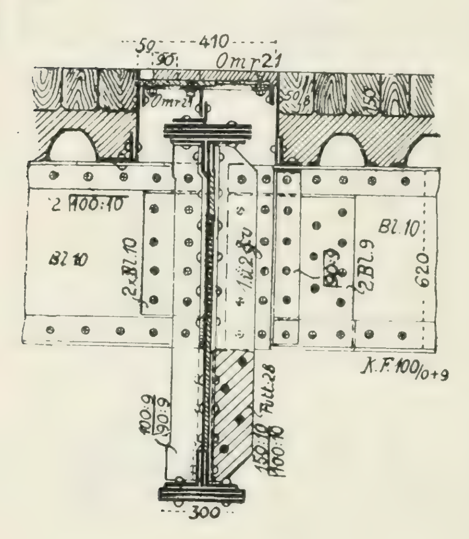


Abb. 198.

Jetzt beschränkt man die Anordnung solcher Auszugsvorrichtungen mit Stützlaschen nur mehr auf kleinere und mittlere Brückenlängen und verwendet für größere Dilatationslängen die Auszugsvorrichtungen mit Spitzschiene, die für den ruhigen und stoßfreien Übergang der Fahrzeuge entschieden am vorteilhaftesten sind, da bei ihnen die Fahrfläche keine Unterbrechung aufweist. Die bewegliche Schiene läuft in eine Spitze oder Zunge aus, die sich an die etwas abgebo-

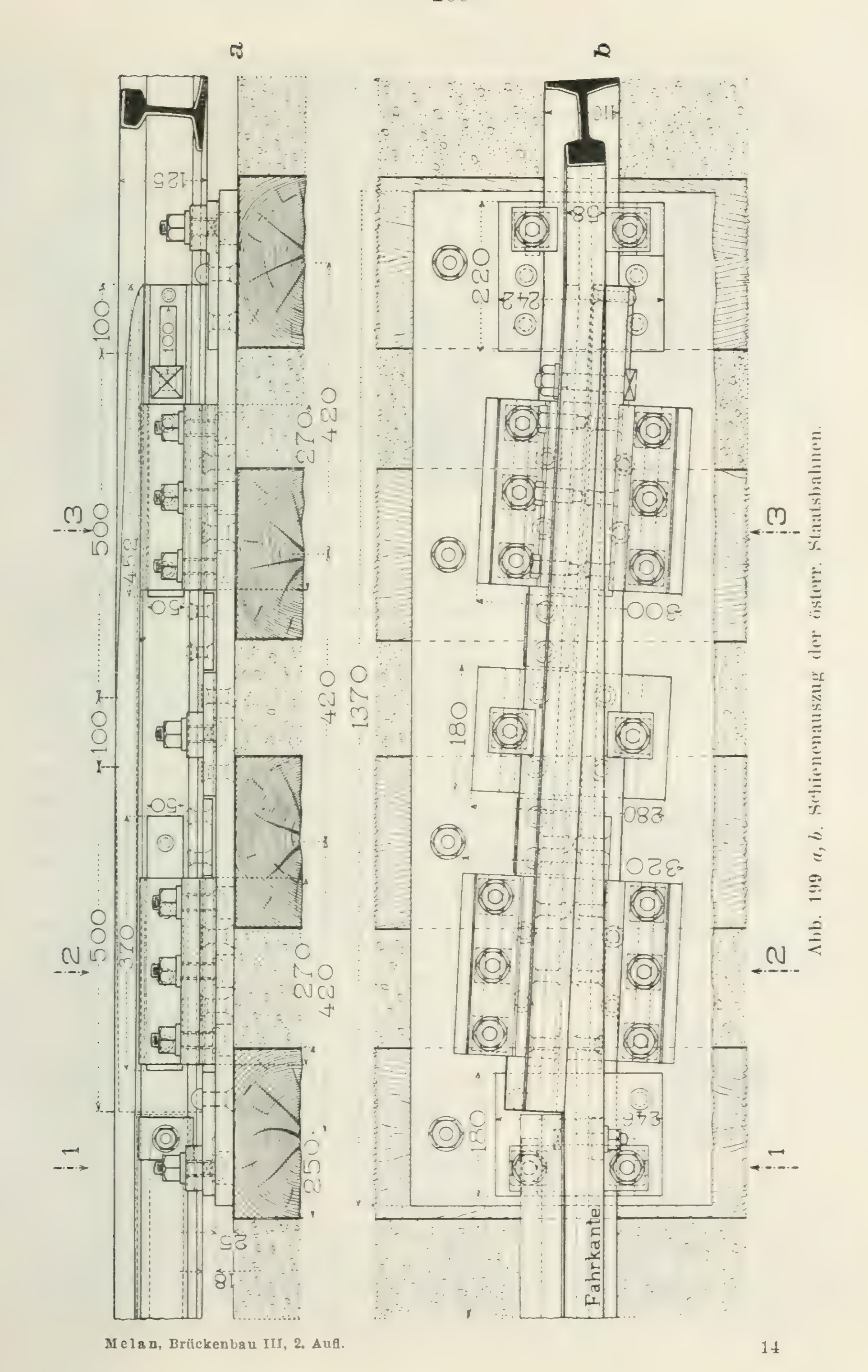


Abb. 199 *a*, *b*. Schienenauszug der österr. Staatsbahnen.

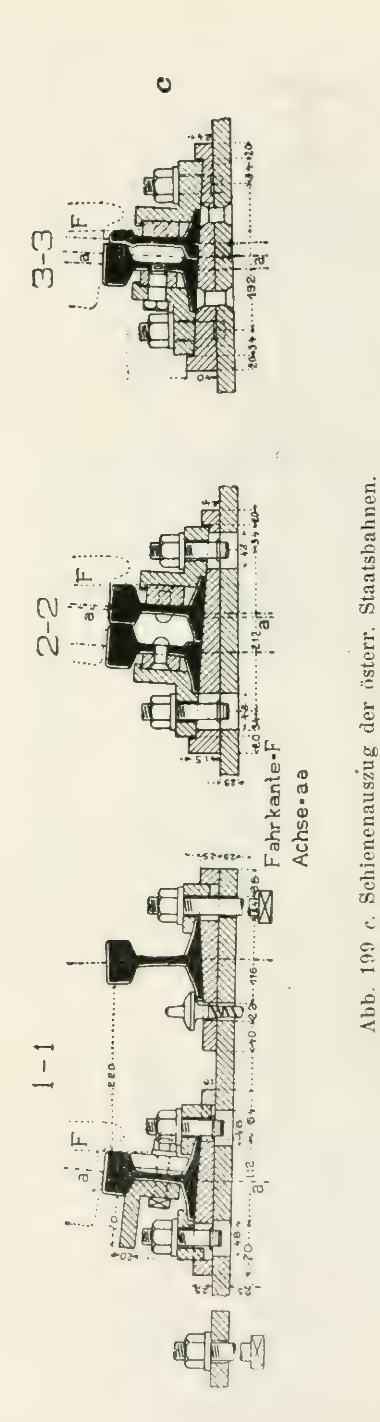


Abb. 199 c. Schienenauszug der österr. Staatsbahnen.

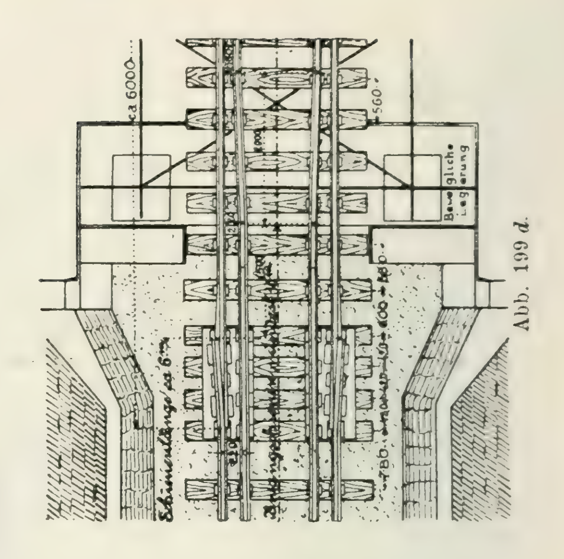


Abb. 199 *d*.

gene feste Schiene nach Art der Weichenzungen anlegt (Abb. 199). Beide Schienen sind auf einer eisernen Platte gelagert und es ist die Spitzschiene durch Klemmplatten oder Anschlagwinkel so geführt, daß sie in jeder Stellung an der Stockschiene fest anliegt. Zu diesem Zwecke muß der Fuß der Spitzschiene an den Klemm- oder Führungsplatten parallel zur Mittellinie der abgebogenen Stockschiene bearbeitet und sie selbst an ihrem Ende außerhalb des Auszuges so befestigt werden, daß eine kleine Drehbewegung möglich ist. Bei genügender Länge der Spitzschiene ist auch eine feste Einspannung ihres Endes zulässig; sie nimmt dann bei der Verschiebung eine schwache S-förmige Ausbiegung an. Mit der Verschiebung der Zunge sind allerdings kleine Spurweitenänderungen verbunden, die man aber durch einen spitzen Anschlagwinkel gering halten kann. Für die Spitzschienen werden entweder gewöhnliche Schienen (Abb. 199) oder winkel- oder hutförmige

Profile, wie bei Weichenzungen verwendet. Nach dieser Art sind auch die Auszugsvorrichtungen an der Firth-of-Forth-Brücke konstruiert und ist daselbst bei den zwischen den Kragarmen und den Schwebeträgern liegenden Auszügen eine größte Verschiebung bis zu 610 *mm* vorgesehen.

Über den Widerlagern der Brücke ist das Schotterbett des Gleises, falls dieses nicht auch auf der Brücke durchgeführt wird, gegen die Tragkonstruktion abzuschließen. Die früher allgemein übliche Anordnung einer auf der Mauer aufliegenden Schotterabschlußwelle, die auch die Schienen unterstützte (Abb. 200), hat sich nicht als zweckmäßig erwiesen, da die beim Übergang der Fahrzeuge auftretenden Stöße die oberen Mauersteine losrüttelten. Man zieht daher jetzt solche Anordnungen vor, bei welchen die Mauerkrone des Widerlagers nicht unmittelbar vom Gleise belastet wird. Die letzte auf dem Tragwerk liegende Querschwelle ist möglichst nahe an die Abschlußwand des Widerlagers (Schildmauer) heranzurücken und zu diesem Zwecke entweder auf die entsprechend verlängerten oder

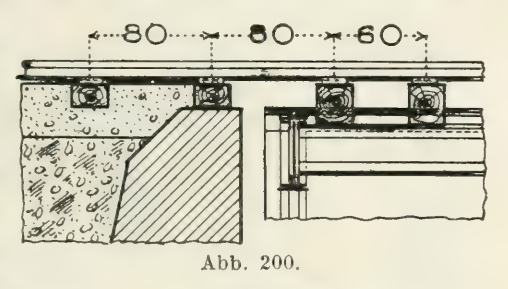


Abb. 200.

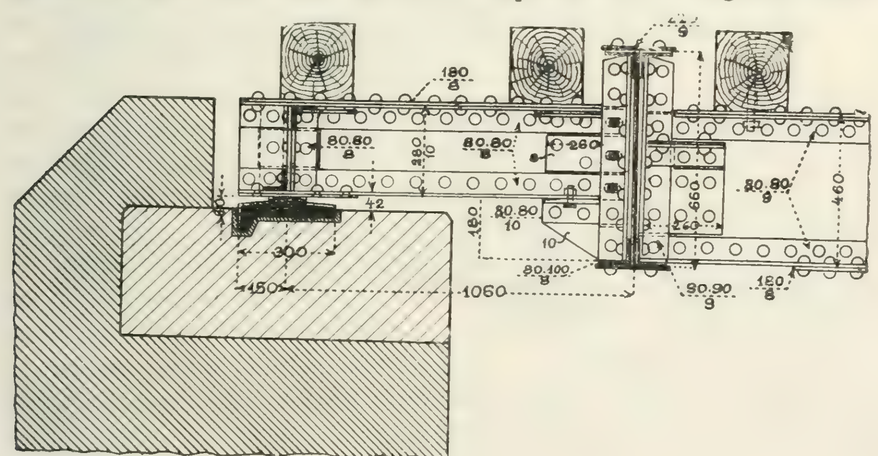


Abb. 201.

ausgekragten Längsträger oder auf an den letzten Querträger angesetzte Konsolen zu lagern. Bei größerem Abstand des letzten Querträgers von der Schildmauer wird der Übergang durch sogenannte Schleppträger bewerkstelligt, d. i. durch kurze Längsträger, die einerseits beweglich an den Endquerträgern angeschlossen, anderseits

14*

auf der Widerlagsmauer gelagert sind (Abb. 201). Zwischen der letzten auf dem Tragwerk und der nächsten im Schotter gelagerten Schwelle, deren Entfernung den normalen Schwellenabstand (zirka 80 *cm*) nicht überschreiten darf, ist der Schotterabschluß entweder durch eine tiefer gelegte, den Schienenfuß nicht stützenden Holzschwelle zu bewirken oder besser nach den Ausführungen auf den preußischen Staatsbahnen durch ein 26 bis 30 *cm* hohes [-Eisen (Abb. 202), welches durch drei bis vier angenietete und entsprechend abgebogene Winkeleisen auf der Widerlagsmauer festgehalten wird. Die Winkeleisen reichen ein Stück über die Rückenfläche des Widerlagers und liegen daselbst mit Blechplatten von etwa 50 *cm* Seitenlänge an. Der Druck des Erdreiches gegen diese Platten genügt zur Festhaltung.

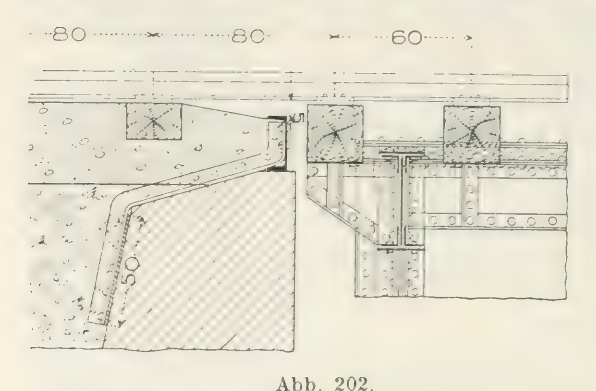
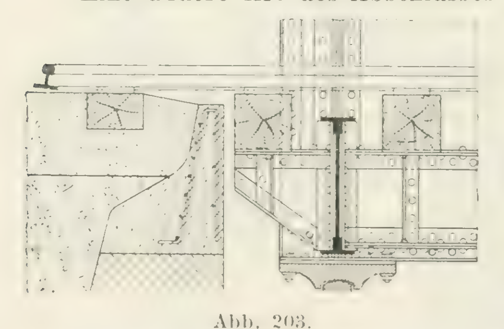


Abb. 202.

Eine andere Art des Abschlusses besteht nach Abb. 203 in der Ausführung einer schwachen Eisenbetonmauer, die auf das Widerlager aufgesetzt und so schmal gehalten ist, daß die daneben liegende Schwelle noch allseitig mit Schotter unterstopft werden kann. Die Krone der Mauer ist 5 bis 8 *cm* unter der Schiene zu halten und durch ein an die Unterfläche der Schiene angeschraubtes Winkeleisen gegen Beschädigung beim Unterstopfen zu schützen.


Abb. 203.

§ 20. Das Trägergerippe der Fahrbahn.

Bei kleinen Brücken mit ausreichender Bauhöhe wird die Fahrbahn unmittelbar auf die entsprechend nahe liegenden Hauptträger gelagert, so daß hier besondere Fahrbahnträger entfallen. Beispiele für Straßenbrücken geben die Abb. 148, 149; den Querschnitt einer

Eisenbahnbrücke mit direkter Schwellenauflagerung auf den Hauptträgern zeigt Abb. 204. Von den Schwellen reicht entweder nur jede zweite über die ganze Brückenbreite oder sie erhalten gleiche Länge, so daß sie abwechselnd auf der einen und anderen Seite unter den Fußweg reichen und auch das Geländer tragen. Da aber hier ein Auswechseln von Schwellen erschwert ist, so ist es vorzuziehen, durchwegs kurze Schwellen zu verwenden und die Fußwegbohlen auf besondere Querhölzer zu legen, die von kleinen, durch Konsolen unterstützten Längsträgern getragen werden (Abb. 205).

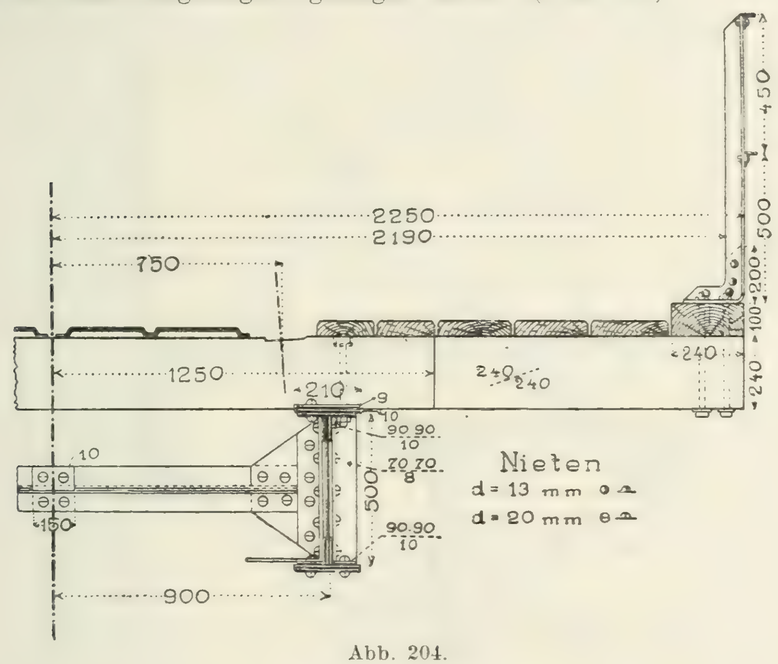


Abb. 204.

In allen anderen Fällen, wo die Fahrbahn zwischen die Hauptträger versenkt ist, oder wo bei größerem Hauptträgerabstande mit oben liegender Fahrbahn diese noch weitere Zwischenunterstützungen erfordert, ist ein auf die Hauptträger gelagertes Trägergerippe anzuordnen, welches im allgemeinen aus Querträgern und auf diese sich stützenden Längsträgern (Fahrbahnlängsträger, Nebenlängsträger, bei Eisenbahnbrücken ohne Schotterbett auch Schwellenträger genannt) besteht.

Liegen bei Straßenbrücken oder bei Eisenbahnbrücken mit durchgeführtem Schotterbett die Querträger so nahe, daß die aus längsliegenden Zorèseisen (Abb. 117), Hängeblechen, Gewölben (Abb. 150, 151, 152) oder Eisenbetonplatten bestehende Fahrbahntafel unmittelbar auf sie gelagert werden kann, so entfallen die Längs-

träger unter der Fahrbahn, doch ist diese Anordnung nicht häufig. Sie gibt nämlich nur dann eine Ersparnis, wenn die naheliegenden Querträger bei geringem Abstand der Hauptträger leicht werden oder wenn eine Fahrbahntafel (Eisenbetongewölbe) gewählt wird, welche größere Querträgerabstände zuläßt.

In der Regel sind Quer- und Längsträger vorhanden. Erstere werden normal zu den Hauptträgern, letztere dazu parallel angeordnet, so daß ein Gerippe mit rechtwinkligen Feldern entsteht. Nur bei schiefen Brücken kommen auch schiefe Endquerträger zur Anwendung. Abweichend hievon ist die von Köpcke vorgeschlagene und

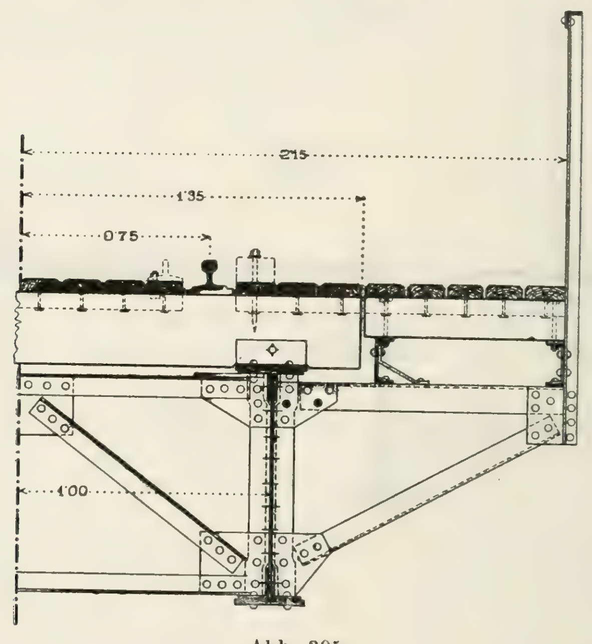


Abb. 205.

von ihm bei einigen sächsischen Brücken durchgeführte Anordnung, bei der sowohl Quer- wie Längsträger unter etwa 45° schräg zu den Hauptträgern gelegt sind (Abb. 206). Als Vorteil wird geltend gemacht, daß ein solches schräges Trägernetz eine gute Horizontalverstrebung gibt und einen besonderen Windverband überflüssig macht. Eine Ersparnis ist aber dadurch kaum zu erreichen und der schiefe Anschluß der Fahrbahnträger an die Hauptträger bildet für die Konstruktion eine nicht unwesentliche Erschwernis.

A. Die Längsträger werden, sofern die vorhandene Bauhöhe und das erforderliche Trägheitsmoment es zuläßt, aus Walzträgern, sonst aus genieteten Blechträgern gebildet. Für letztere kann die

günstigste Höhe nach Gleichung 36) bestimmt werden; doch wird man gut tun, die Höhe wenn möglich größer, etwa mit $^1/_6$ bis $^1/_7$ des Querträgerabstandes zu wählen, da möglichst geringe Durchbiegungen erwünscht sind, um die festen Nietanschlüsse der Längsträger an den Querträgern nicht allzu ungünstig zu beanspruchen.

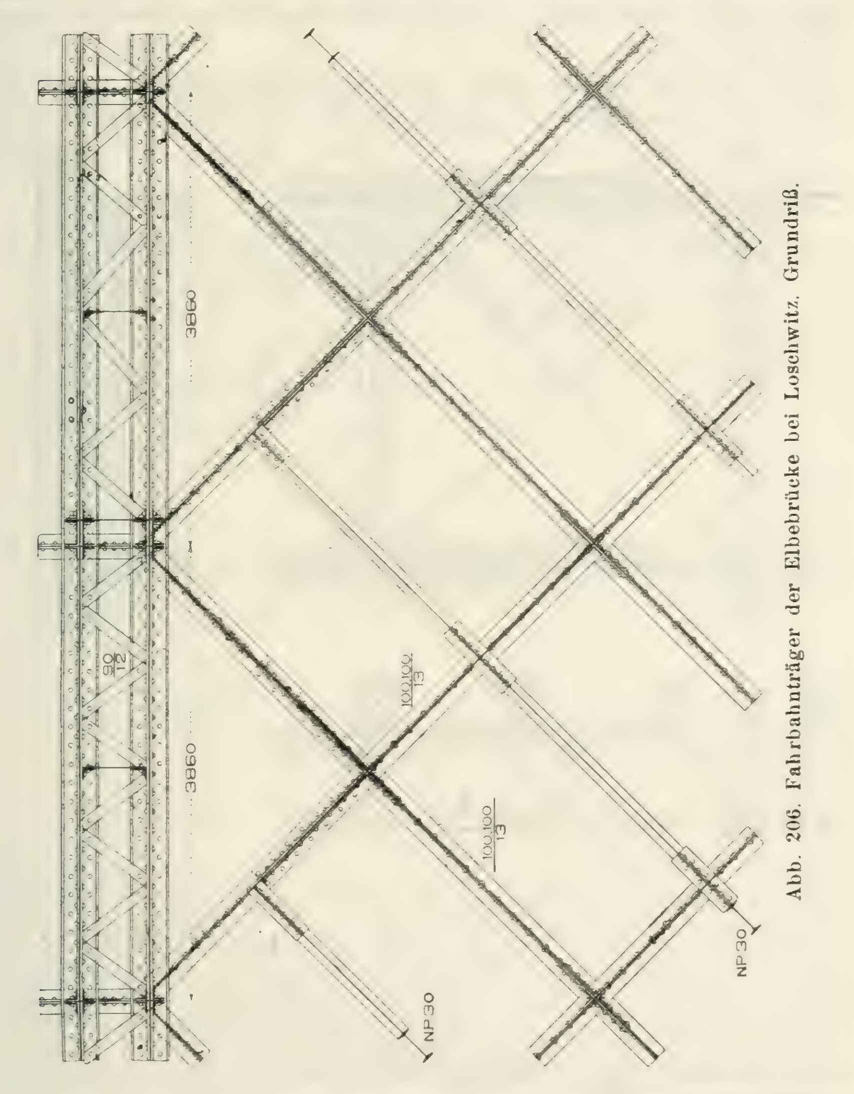


Abb. 206. Fahrbahnträger der Elbebrücke bei Loschwitz. Grundriß.

So hohe Längsträger bedürfen dann meist nur zweier Winkeleisen als Gurtungen; bei Eisenbahnbrücken empfiehlt es sich aber doch, den Schwellenträgern in der ganzen Länge eine obere Gurtplatte zu geben (S. 184), auch dann, wenn eine solche für das Widerstandsmoment nicht erforderlich wäre. Es ist dies sowohl für die Auf-

lagerung der Schwellen wie auch wegen Erhöhung der seitlichen Steifigkeit des Druckgurtes von Vorteil. Ein symmetrischer Trägerquerschnitt ist nicht unbedingt erforderlich, der Untergurt kann ohne Gurtplatte bleiben. Will man sparsam konstruieren und den Obergurt nicht schwächer beanspruchen als den Untergurt, so verwende man in dem durch die Gurtplatte verstärkten Obergurt etwas schwächere Winkel.

Die Schwellenträger einer Eisenbahnbrücke erhalten einen Abstand, der etwas größer als die Spurweite des Gleises angenommen

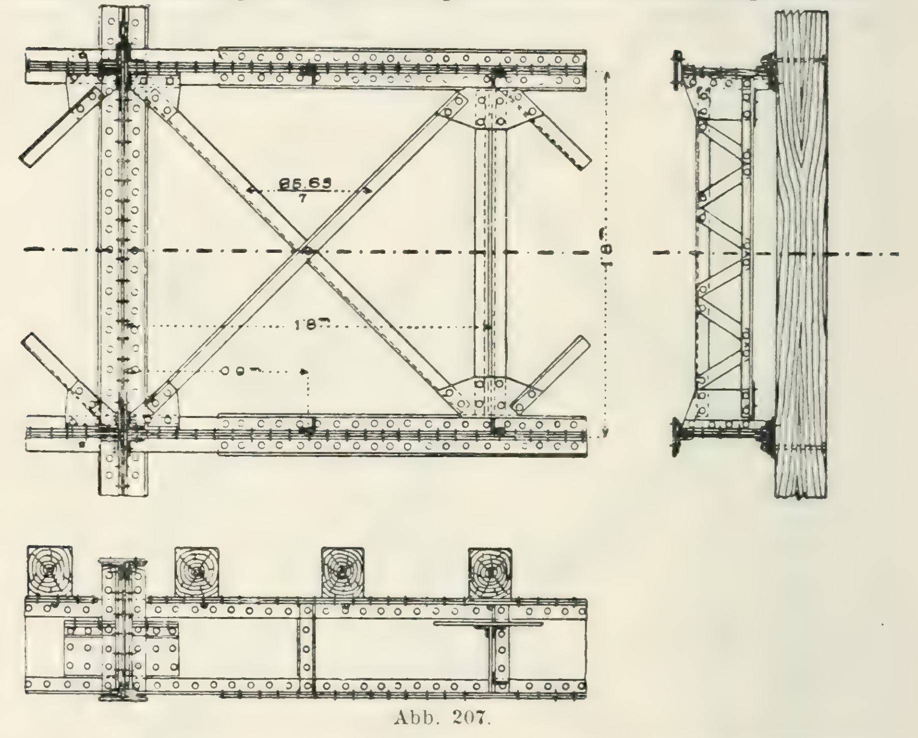


Abb. 207.

wird, für Normalspur gewöhnlich 1·8 *m*. Ein Näherrücken der Schwellenträger bis auf Spurweite ermöglicht zwar eine Verminderung der Schwellenstärke, hat aber ein größeres Moment in den Querträgern zur Folge und ist auch wegen des Zusammentreffens der Schwellen- und Schienenbefestigung ungünstig. Für die Konstruktion als Blechträger gilt das in § 12 Gesagte. Schwellenträger sollen ein mindestens 9 *mm* starkes Stehblech und bei mehr als 50 *cm* Höhe lotrechte Winkelsteifen in etwa 1 *m* Abstand erhalten. Der Druckgurt ist gegen seitliches Ausknicken zu sichern und es ist zu diesem Zwecke bei Stützweiten über 2·5 bis 3 *m* zwischen den Schwellenträgern ein wagrechter Verband (der sogenannte Schlingerverband) anzuordnen, der auch

dazu bestimmt ist, die Seitenstöße der Lokomotiven und den Winddruck auf die Fahrzeuge aufzunehmen, da sich sonst eine zu ungünstige wagrechte Beanspruchung der Träger durch diese Kräfte ergeben würde[1]). Bei Stützweiten der Längsträger bis zu 5 *m* genügt es, diesen Verband zwischen je zwei Querträgern nach Abb. 207 aus einem Querriegel und zwei Diagonalstreben zu bilden. Bei größerem Querträgerabstande als 5 *m* wären zwei Querriegel mit dazwischen liegender Ausfachung anzuordnen. Anstatt die Schrägstreben von den Ecken des Längsträgeranschlusses ausgehen zu lassen, kann man sie auch nach Abb. 208 an die Mitte der Querträger anschließen. Die

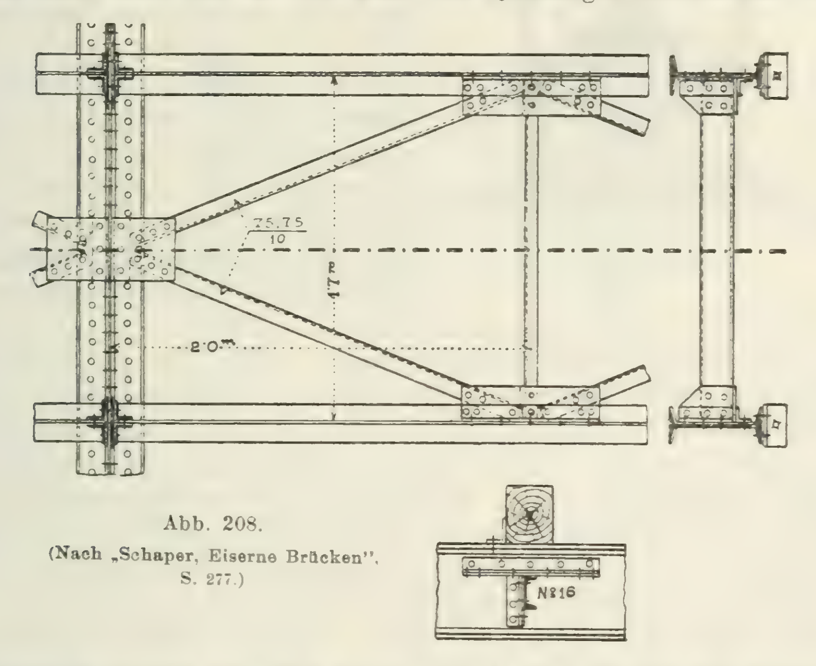


Abb. 208.
(Nach „Schaper, Eiserne Brücken", S. 277.)

Querriegel werden entweder aus [-Eisen (Abb. 208) oder bei höheren Längsträgern aus Gitterrahmen (Abb. 172, 207) gebildet; die aus Winkeleisen bestehende wagrechte Verstrebung legt man möglichst in die Nähe der Trägerobergurte, aber doch so tief, etwa 8 bis 10 *cm* unter die Trägeroberkante, daß sie unter den Schwellen frei liegt und für den Anstrich zugänglich ist. Bei den Längsträgern der Straßenbrücken oder der Eisenbahnbrücken mit durchgeführtem Schotterbett

---

[1]) Führt man den Seitendruck einer Lokomotivachse mit 1 *t* und den Winddruck mit 540 *kg* pro Meter ein, nimmt man ferner das wagrechte Widerstandsmoment eines Schwellenträgers mit etwa 125 cm^3 an, so berechnet sich die bei fehlendem Querverbande in den Schwellenträgern durch die horizontale Ausbiegung hervorgerufene Spannung bei 2·5 Stützweite mit 380 kg/cm^2, bei 4 *m* Stützweite aber schon mit 950 kg/cm^2.

übernimmt die Fahrbahntafel die aussteifende Wirkung und es entfällt in der Regel die Notwendigkeit eines besonderen Querverbandes zwischen den Längsträgern.

Für die seitlichen, die Fahrbahn der Sraßenbrücken oder die Bettung der Eisenbahnbrücken begrenzenden Längsträger wird zuweilen ein [-oder ˥-förmiger Querschnitt gewählt (Abb. 115, 153, 174).

In einigen Fällen sind bei Eisenbahnbrücken trogförmige Schienenträger zur Anwendung gekommen, welche bei Zugsentgleisungen eine erhöhte Sicherheit gegen ein Ablaufen der Fahrzeuge bieten sollen. Die Fahrschiene ruht auf einer hölzernen Langschwelle, welche von der Bodenplatte des ⊔-förmigen Troges getragen wird. Die trogförmigen Längsträger liegen über den Querträgern und sind auf diesen gelagert. Die Firth-of-Forth-Brücke, bei deren großer Länge eine möglichste Sicherung gegen Entgleisungsgefahren geboten schien, hat eine derartige Fahrbahnkonstruktion erhalten. Die trogförmigen Längsträger (Abb. 209) haben bei rund 4 *m* Querträgerabstand eine Höhe von 45·7 *cm* und eine lichte Weite von 40·6 *cm*. Auf einer das Bodenblech mit den inneren Winkeln abgleichenden Asphaltschichte liegen Teakholzklötze, deren Zwischenräume mit Asphalt ausgegossen sind, und darauf ist die 14 *cm* hohe Langschwelle aus Teakholz befestigt. Seitliche Holzkeile ermöglichen das Ausrichten der Spurweite. Die Fahrschienen sind 60 *kg* schwere Brückenschienen, die durch Schraubennägel festgehalten werden. Sie werden von den Trägern um 45 *mm* überragt und der seitliche Spielraum ist genügend groß, daß ein entgleistes Rad, ohne sich festzuklemmen, darin laufen kann. Die Entwässerung des Schienentroges erfolgt durch Löcher in den Seitenwandungen.

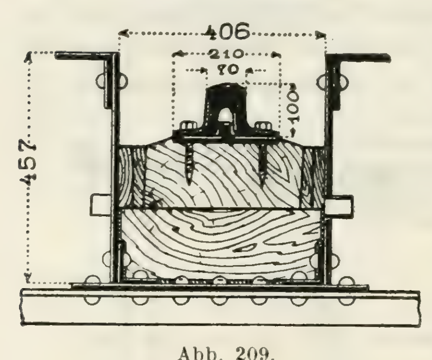


Abb. 209.

Befestigung der Längsträger. Bei ausreichend vorhandener Bauhöhe können die Längsträger über die Querträger hinweggeführt und auf sie gelagert werden. Man sichert sie dann gegen Umkippen an der Auflagerstelle entweder durch abgebogene Winkel- oder Flacheisenstützen (Abb. 142, 158) oder durch angenietete Blechdreiecke (Abb. 146), bei Schwellenträgern von Eisenbahnbrücken auch durch einen steifen Querriegel über dem Querträger (Abb. 172), an den der oberwähnte wagrechte Schlingerverband anschließt. Gewöhnlich werden die Längsträger mit den Obergurten der Querträger fest vernietet,

wodurch allerdings infolge des festen Anschlusses gewisse Zusatzspannungen auftreten, die später noch näher besprochen werden sollen. Will man sie vermeiden, so sind die Träger längsverschieblich aufzulagern, aber natürlich derart, daß ein Abheben oder eine Querverschiebung ausgeschlossen ist. Abb. 210 zeigt eine derartige Auflagerung für die Schwellenträger einer Eisenbahnbrücke, durch welche auch der Vorteil einer zentrischen Querträgerbelastung erzielt wird. Zur Aufnahme der in der Fahrbahn wirkenden Längskräfte (Bremskräfte) ist es notwendig, die Längsträger an einem Querträger festzuhalten und durch Bremsstreben an die Hauptträger anzuschließen.

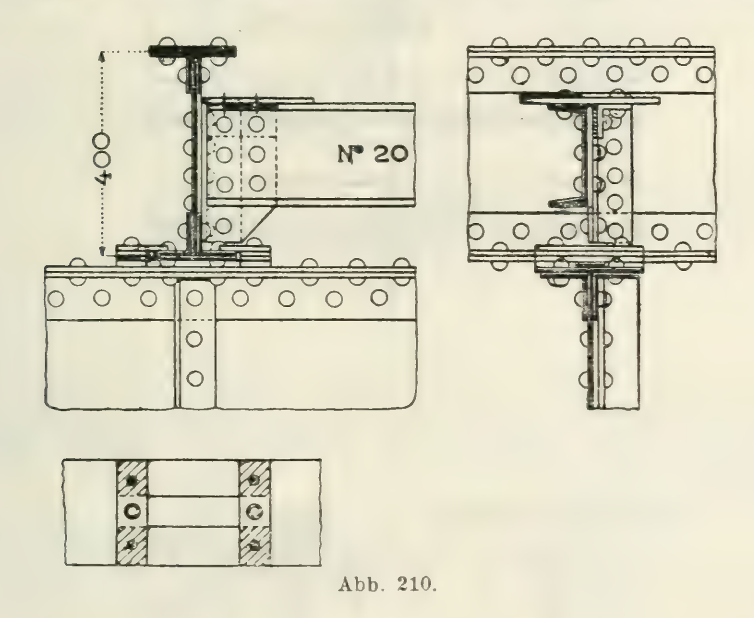


Abb. 210.

Es ist aber nicht zu übersehen, daß bei dieser verschieblichen Auflagerung der Längsträger die Querträger ohne seitliche Absteifung sind, was bei größerer Länge und Höhe dieser Träger die Sicherheit ihrer Druckgurte ungünstig beeinflussen kann.

Häufiger als die Lage der Längsträger über den Querträgern ist jene zwischen ihnen. Sie wird bei beschränkter Bauhöhe angewendet oder wo es die Konstruktion der Fahrbahntafel (Buckelplatten) erfordert. Die Regel bildet hier ein fester Nietanschluß, wobei die Längsträger stumpf gegen den Querträger stoßen und am Steg mittels Winkeleisen befestigt werden. Es empfiehlt sich, wenigstens einen dieser Anschlußwinkel über die ganze Höhe des Querträgers reichen zu lassen und auch mit dessen Gurtwinkeln zu vernieten. Sind die Längsträger Walzträger, so erfordert dies die Wegnahme der halben

Flanschen und es erfolgt der Anschluß des Steges mittels eines langen und eines kurzen, nur über die Höhe des Längsträgersteges reichenden Winkels (Abb. 114, 118, 180). Sollen in letzteren

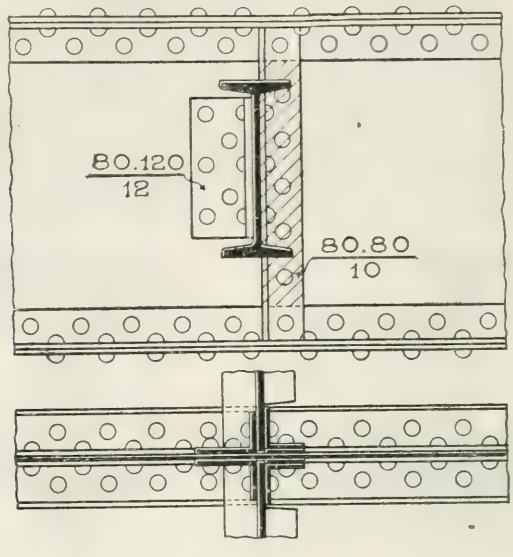


Abb. 211.

mehr Nieten untergebracht werden als die einreihige Nietung gestattet, so verwende man breitschenklige Winkel mit versetzten Nieten (Abb. 211).

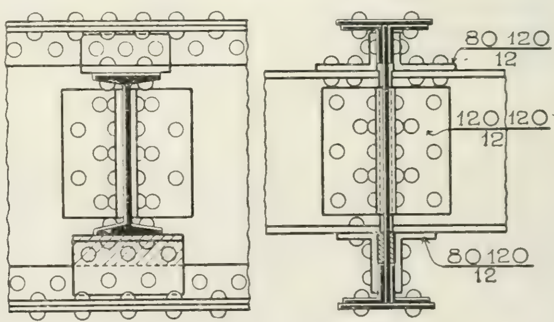


Abb. 212.

Bei höheren Querträgern hat man auch zur besseren Aussteifung des Querträgerstegbleches unterhalb des Längsträgers einen zweiten Winkel angenietet (Abb. 147) oder den Längsträger durch kleine Blechkonsolen gestützt (Abb. 119, 175). Die Wegnahme beider Flanschen des Walzträgers zu dem Zwecke, um beide Anschlußwinkel in der ganzen Höhe durchzuführen, ist nicht empfehlens-

wert, da der Längsträger dadurch zu sehr geschwächt wird, namentlich im Hinblick auf seine Beanspruchung durch wagrechte Seitenkräfte. Man hat daher wohl auch die Walzträger mit vollem Profil bis an den Querträger geführt und den Anschluß durch beiderseitige Winkel am Steg und ferner an den Flanschen durch horizontale

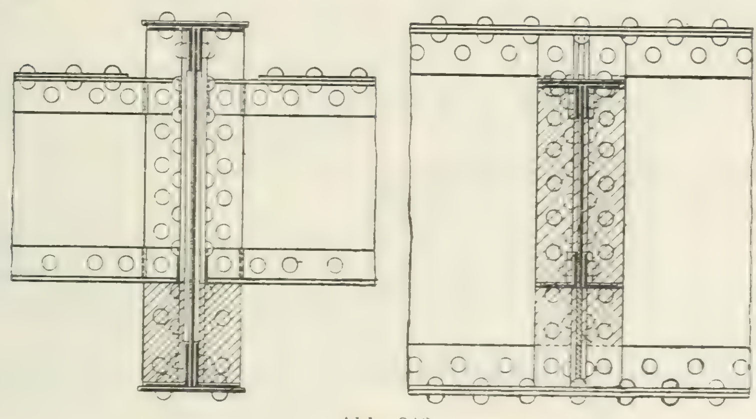


Abb. 213.

Winkel, die aber womöglich die Querträgergurtwinkel übergreifen sollen, bewerkstelligt (Abb. 173, 178, 212).

Ist der Längsträger ein Blechträger, so führt man die beiden Anschlußwinkel, welche das Stegblech des Längsträgers fassen, über

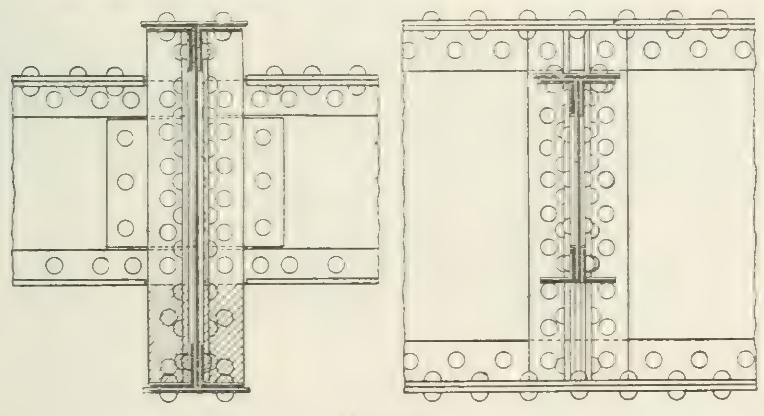


Abb. 214.

die ganze Höhe des Querträgers. Die Gurtwinkel des Längsträgers werden entweder über die abstehenden Schenkel der Anschlußwinkel gekröpft (was wohl für die Ausführung eine Erschwernis bildet, aber bei den Schwellenträgern der Eisenbahnbrücken wegen besserer Aufnahme der Seitenstöße vorzuziehen ist) (Abb. 213), oder vor

ihnen abgeschnitten. Will man die Verkröpfungen vermeiden, so empfiehlt sich der Anschluß nach Abb. 214, wonach die Anschlußwinkel soweit auseinandergerückt sind, daß sie auch die Schenkel der Gurtwinkel zwischen sich fassen; die wagrechten Winkelschenkel sind davor abgeschnitten und der Längsträgersteg ist durch beiderseitige Bleche von gleicher Dicke mit den Winkelschenkeln verstärkt. Schließen die Längsträger am Querträgerstegblech hoch an, so hat man wohl auch zu dessen Absteifung unterhalb liegende kleine Blechkonsolen gegeben (Abb. 215), überträgt aber dadurch ein starkes Verdrehungsmoment auf die Querträger.

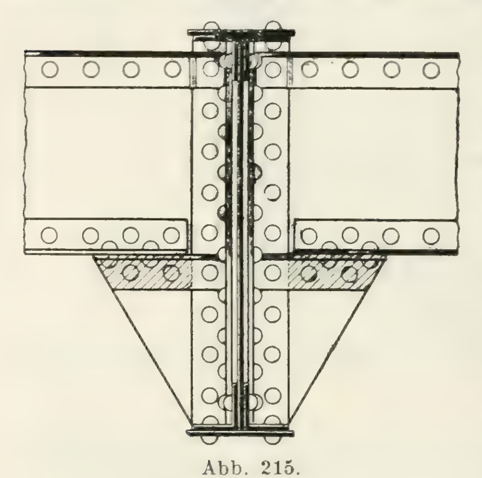


Abb. 215.

Der feste Längsträgeranschluß hat in dem Trägergerippe der Fahrbahn mehrfache unerwünschte Nebenspannungen zur Folge.

Zunächst ist zu beachten, daß die Fahrbahn bei fester Verbindung mit den Hauptträgern an deren Formänderung teilnehmen muß. Liegt sie daher nicht gerade in der neutralen Achse dieser Träger, sondern wie gewöhnlich an einer Gurtung, so suchen die Fahrbahnträger den unter einer Belastung entstehenden Längenänderungen der Hauptträgergurtung zu folgen. Wären die Querträger in wagrechter Richtung so steif, daß sie sich nicht ausbiegen, so müßten in die Fahrbahnlängsträger die gleichen Längen-

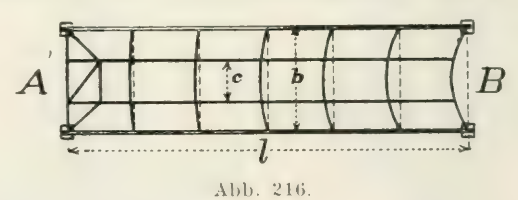


Abb. 216.

änderungen, sonach die gleichen Spannungen kommen, wie in die Hauptträgergurtung, an der die Querträger fest angeschlossen sind. Durch die wagrechte Ausbiegung der Querträger werden zwar die Spannungen in den Längsträgern beträchtlich verringert, dafür aber ungünstige Beanspruchungen der Querträger hervorgerufen, die um so größer sind, je länger der mit den Hauptträgern fest verbundene Fahrbahnteil ist. Ist nach Abb. 216 der eine Endquerträger A wagrecht

derart ausgesteift, daß er sich nicht ausbiegen kann — was bei Eisenbahnbrücken der Anordnung eines Bremsträgers zur Aufnahme der Bremskräfte und Anfahrwiderstände entspricht —, so erfahren die Querträger eine gegen das Trägerende hin wachsende Ausbiegung, der Endquerträger B wird am stärksten ausgebogen. Die Ausbiegung

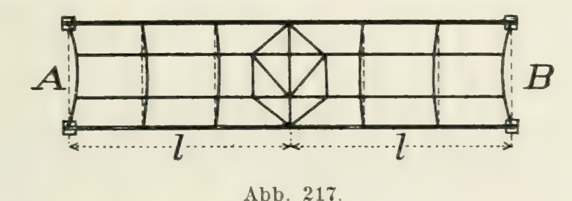


Abb. 217.

ist halb so groß, wenn man den Bremsträger in die Mitte der Spannweite legt (Abb. 217), oder wenn man nach Abb. 218 beide Endquerträger aussteift, beziehungsweise als Bremsträger ausbildet, dafür aber die Fahrbahn in der Mitte unterbricht, indem man die Längsträger an den mittleren Querträger nicht fest, sondern längs-

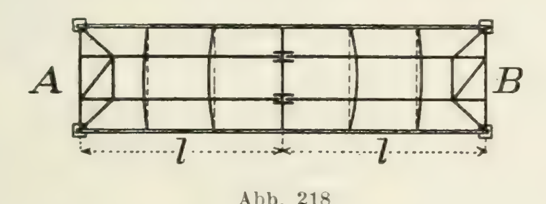


Abb. 218.

verschieblich anschließt. Macht man in der Brückenlänge mehrere solche Fahrbahnunterbrechungen durch bewegliche Längsträgeranschlüsse (Abb. 219), so kann man auch bei langen Brücken die in den Längsträgern auftretenden Längskräfte entsprechend herabsetzen; allerdings muß bei Eisenbahnbrücken dann dafür gesorgt

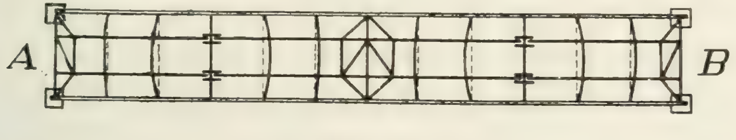


Abb. 219.

werden, daß die Bremskräfte in jedem zusammenhängenden Fahrbahnteile durch einen Bremsverband oder Bremsträger aufgenommen werden. Vollständig ausschalten ließen sich die von den Längenänderungen der Hauptträgergurte herrührenden Längskräfte nur, wenn in jedem Fache die Längsträger einerseits einen festen, anderseits einen längsverschieblichen Anschluß erhielten, was aber kaum

notwendig erscheint und sich auch bei Eisenbahnbrücken wegen der Übertragung der Bremskräfte nicht empfehlen wird. Es braucht wohl nicht besonders bemerkt zu werden, daß die in den Abbildungen dargestellten Formänderungen für den Fall gelten, wo die Fahrbahn am Zuggurt der Hauptträger gelegen ist. Liegt sie am Druckgurt, so treten die Ausbiegungen der Querträger in entgegengesetzter Richtung auf und in die Längsträger kommen Druckkräfte, was wenigstens für die Anschlußnieten günstiger ist.

Die Spannungen in den stärkst ausgebogenen Querträgern, die infolge des festen Längsträgeranschlusses entstehen, lassen sich für eine eingleisige Bahnbrücke durch die folgende Näherungsrechnung bestimmen.

Es bezeichne

b den Abstand der beiden Hauptträger,

c „ „ „ Schwellenträger

l die Länge der Fahrbahn vom steifen Querträger (Bremsträger) bis zum Endquerträger oder zur Fahrbahnunterbrechung,

J das mittlere Trägheitsmoment eines Querträgers,

J_1 jenes im Anschluß des Längsträgers, bezogen auf seine lotrechte Schwerachse,

f die wagrechte Ausbiegung des Endquerträgers an der Anschlußstelle der Längsträger,

g die Gurtbreite des Querträgers,

s die Spannung der Hauptträgergurtung infolge Belastung.

Die Längskräfte in den Schwellenträgern zwischen je zwei Querträgern können deren Ausbiegung proportional gesetzt und letztere kann in jedem Querträger um gleich viel wachsend angenommen werden. Bezeichnet sonach x den Abstand eines Querträgers vom festen Bremsträger, so ist die auf ihn wirkende Längskraft in jedem Schwellenträger $k\,x$ und am Endquerträger $k\,l$. Diesen Längskräften, die sich in gleicher Größe aber in entgegengesetzter Richtung auf die Hauptträgergurte übertragen, entsprechen elastische Längenänderungen, die in der Fahrbahnlänge l für die Hauptträgergurte mit Δl, für die Längsträger mit $\Delta l'$ bezeichnet werden mögen. Die gesamte Längenänderung der Hauptträgergurte ist dann

$$\frac{s}{E}\,l - \Delta l = \Delta l' + f.$$

Vernachlässigt man, um zu einfacheren Formeln zu kommen, Δl und $\Delta l'$ wegen ihrer Kleinheit gegenüber den anderen Größen, so ist $\frac{s}{E}\,l = f$. Die Ausbiegung eines Trägers für zwei symmetrisch wirkende Kräfte $k\,l$ rechnet sich aber nach $f = k\,l\,.\,\frac{(b-c)^2\,(b+2\,c)}{24\,E\,J}$, womit sich ergibt

$$k = \frac{24\,J}{(b-c)^2\,(b+2\,c)}\cdot s.$$

Das auf den Querträger wirkende wagrechte Biegungsmoment wird $M = k\,l\,\frac{b-c}{2} = \frac{12\,J\,l}{(b-c)\,(b+2\,c)}\,s$ und die dadurch in der Gurtung des Quer-

trägers hervorgerufene Biegungsspannung $s' = \frac{M}{J_1} \frac{g}{2} = \frac{J}{J_1} \frac{6\, l\, g}{(b-c)(b-2\,c)} \cdot s$.

Setzt man für eingleisige Hauptbahnbrücken $b = 5\,m$, $c = 2\,m$ und $J_1 = J$, so erhält man

$$s' = \frac{2}{9}\, l \cdot g \cdot s,$$

worin l und g in Metern einzusetzen sind. Ist z. B. $l = 20\,m$, $g = 0\cdot2\,m$, so wird $s' = 0\cdot9\,s$.

Wenn diese Rechnung wegen der Vernachlässigung von Δl und $\Delta l'$ auch etwas zu große Werte liefert, so erkennt man daraus doch, daß die Biegungsspannung im Querträger und auch die Kraft $k\,l$ im letzten Längsträgeranschlusse bei größerem l recht beträchtlich werden kann. In Wirklichkeit kann allerdings durch die Lockerung der auf Zug beanspruchten Anschlußnieten eine weitere Verminderung dieser Zusatzkräfte eintreten.

Der feste Anschluß der Längsträger an die Wandbleche der Querträger hat aber auch das Auftreten von Einspannungsmomenten

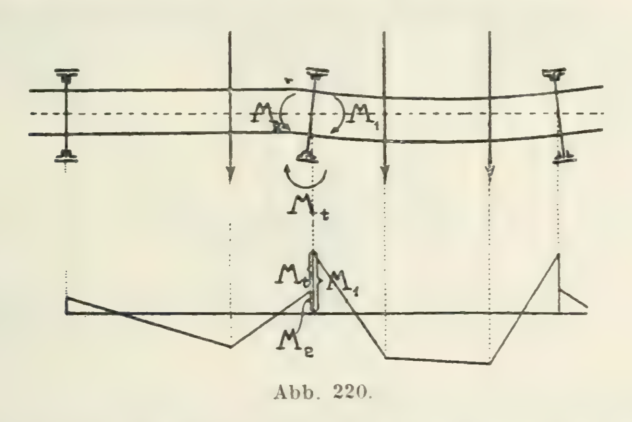


Abb. 220.

zur Folge, welche die Querträger auf Verdrehung und die Anschlußwinkel und deren Nieten auf Abreißen beanspruchen. Die Längsträger werden dadurch bis zu einem gewissen Grade in durchgehende Träger verwandelt mit Einspannmomenten an den Stützen, die vom Verdrehungswiderstand der Querträger und von deren Durchbiegung abhängen (Abb. 220). Die gegenüber der freien Auflagerung bewirkte Verminderung der Biegungsmomente in den Längsträgern wäre allerdings günstig, wenn man nicht annehmen müßte, daß die die Kontinuität herbeiführenden Nietbolzen dieser Beanspruchung auf die Dauer nicht gewachsen sind, sich vielmehr dehnen und lockern und dadurch den Längsträger dem Zustande der freien Auflagerung nahebringen. Es ist deshalb im Interesse höherer Sicherheit gerechtfertigt, die zwischen den Querträgern angeschlossenen Längsträger für freie Auflagerung

ohne Rücksicht auf Einspannung zu rechnen, auch dann, wenn der Anschluß durch Eckbleche verstärkt wird, doch sollte bei der Bemessung der Nietanschlüsse auf deren erhöhte Beanspruchung Bedacht genommen werden. Bei der Unbestimmtheit der Einspannungswirkung wird es aber genügen, zu den nach der Scherkraft im Auflager des Längsträgers berechneten Nieten noch einem Zuschlag von etwa 30 bis 40% zu geben. Einzelne Eisenbahnverwaltungen verlangen aber, daß die Zahl der Anschlußnieten für wagrechte Einspannung zu ermitteln ist.

Um die vorstehend besprochenen Nebenspannungen, die sich besonders für die Anschlüsse der Längsträger und für die Querträger ungünstig geltend machen, gänzlich auszuschalten, müßten die Längsträger längsverschieblich durchgehend oder getrennt und zugleich gelenkig angeschlossen werden. Bei auf den Quer-

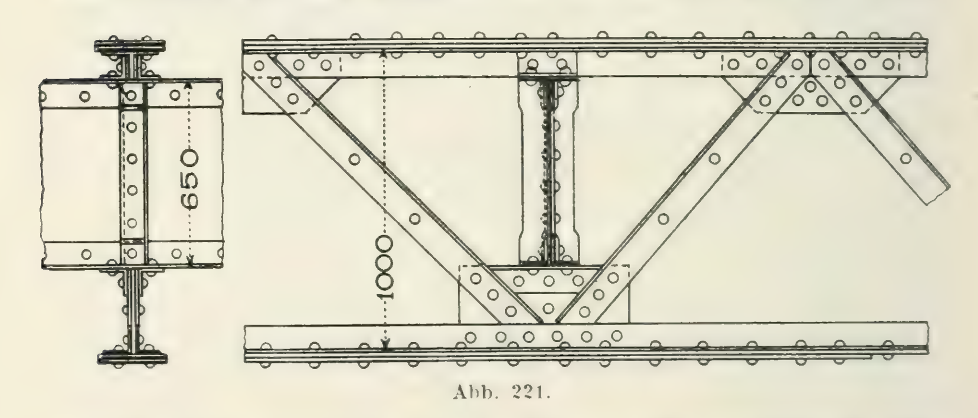


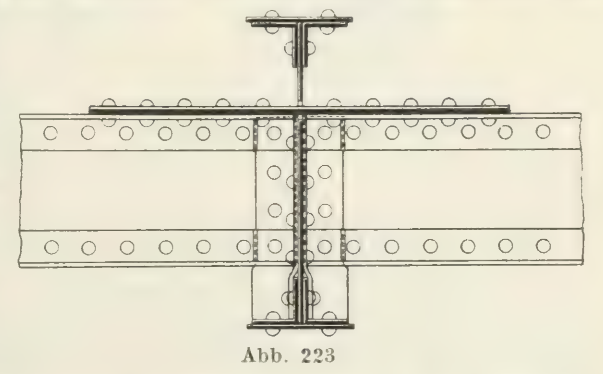
Abb. 221.

trägern aufgelagerten Längsträgern ist diese Anforderung, wie bereits oben (Abb. 210) gezeigt wurde, unschwer zu erfüllen. Bei versenkten Längsträgern hat man die Wirkung kontinuierlicher Träger dadurch erzielt, daß man wenigstens den Zuggurt, d. i. den Obergurt der Längsträger entweder über den Querträger hinweg oder durch ihn hindurch geführt hat. Am einfachsten macht sich dies, wenn der Querträger als Gitterträger ausgebildet ist, durch dessen Maschen die Längsträger hindurchgehen (Abb. 221). Hier sollte aber die seitliche Absteifung des Querträgerobergurtes durch die Längsträger nicht fehlen, worauf Bedacht zu nehmen ist. Bei der Straßenbrücke über den Rhein bei Worms sind die Längsträger als Gitterträger ausgeführt und mit ihrem durchgehenden Obergurt auf dem Obergurt der Querträger längsverschieblich und zentrisch gelagert (Abb. 145), während der Untergurt durch eine Aussparung in der Blechwand des Querträgers hindurchgeht. Aber

auch bei vollwandigen Längsträgern lassen sich ähnliche Anordnungen ausführen. Abb. 222 zeigt eine solche, wo der Längsträger

Abb. 222. Rheinbrücke bei Roppenheim.

den Querträger überragt und mit dem Untergurt auf dem durchbrochenen, durch Bleche verstärkten Wandbleche des Querträgers gelagert ist, während der Obergurt frei über ihn hinweggeht. Der Längsträger muß natürlich, um ihn einbringen zu können, an der Auflagerungsstelle im ganzen Querschnitt gestoßen werden. Verzichtet man auf die zentrische gelenkige Auflagerung, so kann wenigstens durch Kupplung der Zuggurte der Längsträger eine teilweise Entlastung der Anschlußnieten von den Zugspannungen herbeigeführt werden. In Abb. 223


Abb. 223

ist diese Kupplung durch Flacheisen bewirkt, welche durch entsprechende Ausschnitte im Stegblech des Querträgers hindurchgehen, während die Längsträger selbst stumpf gegen den Querträger stoßen und mittels Winkeleisen angeschlossen sind. (Siehe auch Abb. 344.) Die Übertragung von Längskräften und Drehmomenten auf die Querträger ist aber hiedurch nicht vermieden.

Wie oben gesagt wurde, ist es bei größeren Brückenspannweiten (etwa über 60 *m*) ratsam, den festen Längsträgeranschluß an einzelnen Stellen zu unterbrechen und durch eine längsverschiebliche Auflagerung zu ersetzen. Hiefür können verschiedene Konstruktionen in Anwendung kommen:

a) Der durch aufgenietete Bleche entsprechend verstärkte Steg der Längsträger ist zwischen die Anschlußwinkel am Querträger eingeschoben und ruht auf einem oben abgerundeten Füllstücke, das zwischen den Winkeleisen eingenietet ist (Abbild. 224). Die Stützflächen sind sorgfältig zu bearbeiten. Die Gurtflanschen der Winkel der Längsträger endigen vor den Anschlußwinkeln. Ein oder zwei Schraubenbolzen führen durch die Anschlußwinkel und das Längsträgerende; in letzterem sind aber die Bolzenlöcher länglich, so daß die Längsverschieblichkeit nicht behindert ist. Längsträger, welche nahe an den Untergurt der Querträger herabreichen, wird man am Ende niedriger halten (Abb. 225), um für das Stützblech genügende Höhe zur Unterbringung der erforderlichen Nietzahl zu bekommen. Letztere ist für doppelschnittige Nieten nach dem größten Auflagerdruck des Längsträgers zu rechnen. Die Stärke δ des Stützbleches bestimme man bei dem Krümmungshalbmesser r der Stützfläche aus $r\delta = 1500\,A$, wo A der Auflagerdruck in Tonnen und r und δ in Millimetern einzusetzen sind. r kann $= 500$ bis 800 *mm* allfällig auch noch größer gewählt werden. Zu beachten ist, daß bei dieser Konstruktion wohl die Bedingung freier Auflagerung für den Längsträger erreicht ist und auf den Querträger keine Längskraft übertragen wird, daß aber

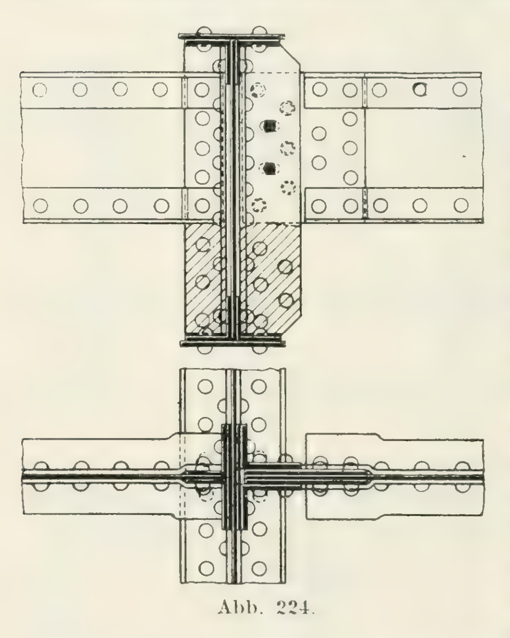


Abb. 224.

ein Verdrehungsmoment von ganz bestimmter Größe zur Wirkung kommt. Man wird trachten, dieses durch Heranrücken des Stützpunktes an die Querträgerachse zu vermindern.

b) Der Längsträger wird am Steg mittels zweier Winkeleisen

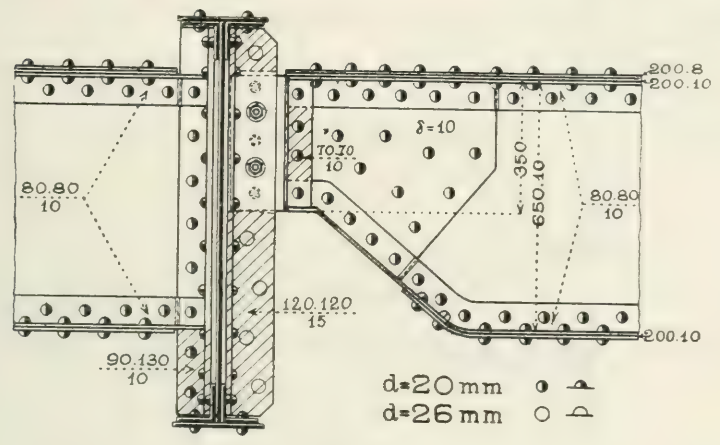


Abb. 225.

allenfalls auch noch mit einem darauf genieteten Flacheisen abgeschlossen und mit diesem oder mit den zum Querträger parallelen Winkelschenkeln auf Bleche gelagert, die an den unteren Teil der Querträgerwand genietet sind (Abb. 226). Hiedurch ist der Stütz-

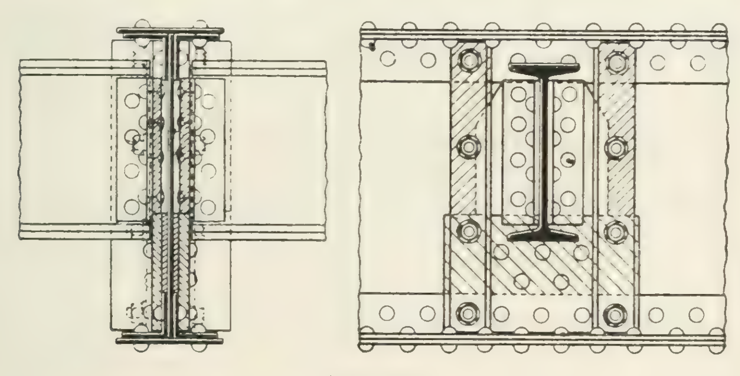


Abb. 226.

punkt der Querträgerachse nahe gebracht, der Hebelarm des Stützendruckes und sonach das auf den Querträger wirkende Verdrehungsmoment sehr herabgemindert. Durch seitlich an den Querträger, nach dem Einbringen des Längsträgers angeschraubte oder angenietete Winkeleisen, welche die Stützplatten oder Stützwinkel übergreifen, wird ein Abgleiten des Trägers von dem schmalen Auf-

lager oder eine seitliche Verschiebung verhindert. Die obere Stützplatte oder bei direkter Stützung durch Winkel deren Schenkel sind um einige Millimeter schwächer als die untere Stützplatte, um dem Träger das erforderliche Spiel zu geben.

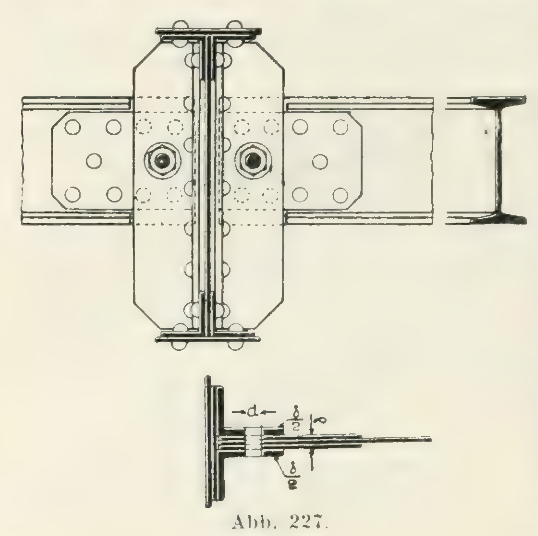


Abb. 227.

c) Der Anschluß des Längsträgers erfolgt mittels eines Gelenkbolzens, der durch die abstehenden Schenkel der Anschlußwinkel und den durch aufgenietete Bleche entsprechend verstärkten Steg des Längsträgers gesteckt ist (Abb. 227). Eine Längsverschiebung ist hier nur in sehr geringem Maße, soweit es der unvermeidliche Spielraum im Bolzenloche gestattet, möglich.

Die Dimensionierung der Bolzenverbindung hat nach den in § 3 (S. 38) angegebenen Regeln zu erfolgen. Bezeichnet

A den Auflagerdruck des Längsträgers,

δ die Dicke des verstärkten Steges,

$\frac{\delta}{2}$ die Schenkelstärke der Anschlußwinkel,

d die Bolzenstärke,

s die zulässige Biegungsbeanspruchung des Bolzens,

s_1 „ „ Scherbeanspruchung,

s_2 den zulässigen Leibungsdruck im Bolzenloche,

so muß für die richtig dimensionierte Verbindung sein:

$$A = \frac{\pi}{2} d^2 s_1$$

$$A = d \delta s_2$$

$$\frac{1}{4} A \delta = \frac{\pi}{32} d^3 s.$$

Für die üblichen Annahmen der zulässigen Beanspruchungen ($s = 800$, $s_1 = 700$, $s_2 = 1600\ kg/cm^2$) ist die erste Bedingung erfüllt, wenn den beiden anderen entsprochen, der Bolzen sonach auf

Biegung und Leibungsdruck berechnet wird. Es führt dies zu den Gleichungen

$$A = d\,\delta\,s_2 \qquad \text{und} \qquad \frac{1}{4}\,A\,\delta = \frac{\pi}{32}\,d^3\,s,$$

woraus sich für d und δ die Ausdrücke der Gleichungen 2 und 3 (S. 38) ergeben.

Mit $s = 800\ kg$, $s_2 = 1600\ kg/cm^2$ erhält man

$$d = 0{\cdot}0376\,\sqrt{A} \quad \dots\dots\dots\dots \quad 55)$$

$$\delta = 0{\cdot}443\,d = 0{\cdot}0166\,\sqrt{A} \quad \dots\dots \quad 56)$$

Bei einer nach diesen Regeln dimensionierten Bolzenverbindung wird auch die zulässige Scherspannung s_1 nicht überschritten, wenn die Inanspruchnahmen der Bedingung entsprechen, daß $\frac{s_1^2}{s\,s_2} > \frac{1}{2\pi}$ ist, was bei den obigen Annahmen für s, s_1, s_2 der Fall ist.

Formel 55 gibt den kleinsten Bolzendurchmesser, für welchen die angegebenen Werte von s und s_2 nicht überschritten werden. Die Stegstärke δ kann in der Ausführung etwas kleiner oder größer als nach Formel 56 gewählt werden; dann muß aber der Bolzendurchmesser vergrößert werden. Macht man nämlich die Stegdicke kleiner

$$\delta' < \delta,$$

dann bestimmt sich der neue Bolzendurchmesser d' bei Einhaltung des zulässigen Leibungsdruckes s_2 aus

$$d'\,\delta' = d\,\delta \quad \dots\dots\dots\dots \quad 57)$$

wobei die Biegungsspannung auf $s' = \frac{\delta'^4}{\delta^4}\,s$ herabgesetzt wird.

Macht man dagegen

$$\delta'' > \delta,$$

so muß bei Einhaltung der Biegungsspannung s der Bolzendurchmesser d'' aus

$$d'' = d\,.\sqrt[3]{\frac{\delta''}{\delta}} \quad \dots\dots\dots\dots \quad 58)$$

gerechnet werden, wofür sich der Leibungsdruck auf $s'_2 = \frac{d^4}{d''^4}\,s_2$ ermäßigt.

In den gegebenen Formeln sind die Größen auf Kilogramm und Zentimeter bezogen.

Beispiel. Eingleisige Hauptbahnbrücke mit 5·2 *m* Querträgerabstand. Der Druck im Auflager eines Längsträgers bei der in Abb. 228 angegebenen Laststellung wird . . . . $32 \cdot \frac{2·775}{5·2} = 17·08\ t$

Hiezu vom Eigengewicht der Fahrbahn (Schienen, Schwellen und Bedielung pro laufenden Meter Brücke 600 *kg*, Längsträgergewicht pro Meter 127 *kg*) . . . . $(300 + 127) \cdot \frac{5·2}{2} = 1·11\ t$

Gesamtdruck . . . . . $A = 18·19\ t$

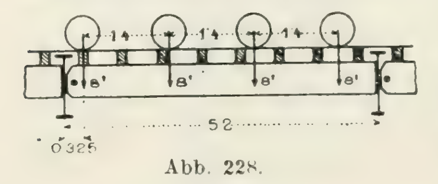


Abb. 228.

Der Längsträger, für die Stützweite 5·2 *m* frei aufliegend gerechnet, hat ein größtes Moment aufzunehmen $M = \frac{1}{8} \cdot 0·427 \cdot 5·2^2 + 22·60 = 24·04\ tm$.

Abb. 229.

Der gewählte Querschnitt (Stegblech 700 × 10, Gurtwinkel 70 . 70 . 11, Gurtplatte 180 . 10) gibt ein Widerstandsmoment $W = 3192\ cm^3$, genügt sonach bei einer Inanspruchnahme von $\frac{2404000}{3192} = 753\ kg\ cm^2$. Die obere Gurtplatte geht in der ganzen Länge durch die untere Platte ist nur im mittleren Teil des Trägers auf etwa 3 *m* Länge erforderlich.

Für den Bolzenanschluß rechnet sich nach Formel 49 und 50

$$d = 0{\cdot}0376 \sqrt{18190} = 5{\cdot}07\ cm$$

$$\delta = 0{\cdot}443\ d = 2{\cdot}25\ cm.$$

Der Steg des Längsträgers wird aber im Anschluß durch beiderseits angelegte 10 *mm*-Bleche auf $\delta = 3\ cm$ verstärkt. Demzufolge ist nach Formel 58 der Bolzendurchmesser auf $d = 5{\cdot}07 \sqrt[3]{\frac{3}{2{\cdot}25}} = 5{\cdot}6\ cm$ zu verstärken. Der Bolzen lagert in zwei am Querträger befestigten Winkeleisen vom Kaliber 100 . 165 . 15 (Abb. 229).

Durch die exzentrische Lagerung des Bolzens entsteht ein Verdrehungsmoment für den Querträger $A\,a = 18{\cdot}19\ t\,.\,10\ cm = 1{\cdot}819\ tm$.

Der feste Anschluß der Längsträger ist derart ausgeführt, daß der Steg zwischen zwei Winkel 80 . 80 . 10 gefaßt wird, über welche die Gurtwinkel des Längsträgers gekröpft sind. Verbindung durch 20 *mm* Nieten. Ein doppelschnittiger Niet nimmt nach (Tabelle S. 86) 3·20 *t* auf, sohin sind zur Aufnahme des Auflagerdruckes $\frac{18{\cdot}19}{3{\cdot}2} = 6$ Nieten erforderlich. Wir vergrößern diese Zahl aber wegen des Einspannungsmomentes um 50% auf 9 Nieten und verbinden auch jeden Anschlußwinkel durch mindestens ebenso viele Nieten mit dem Querträger.

d) Verbindung mittels eines Blattgelenkes (Abb. 230). Die zur Anhängung des Längsträgers dienende Platte ist in ihrem unteren, verschmälerten Teile mit dem Längsträgerende, im oberen Teile mit der Querträgergurtung vernietet. Nietanschluß, Stärke und Breite der Platte sind auf den größten Auflagerdruck des Längsträgers zu berechnen. Der Steg des Querträgers wird durch ein zum Teil mit versenkten Nieten angeschlossenes Füllblech und durch Winkelsteifen verstärkt. Zwischen der Anhängeplatte und dem oberen Teile des Längsträgers wird ein paar Millimeter Spielraum gegeben, dieser Zwischenraum aber mit Asphaltkitt ausgefüllt. Wir glauben, dieser Konstruktion, welche allerdings bisher in der Ausführung noch nicht erprobt wurde, folgende Vorteile beimessen zu sollen: 1. Vollständige Ausschaltung der Nebenspannungen durch die freie und gelenkige Auflagerung der Längsträger. 2. Sehr wenig exzentrischer Kräfteangriff auf den Querträger, daher geringes Verdrehungsmoment. 3. Ausreichende Steifigkeit des Längsträgeranschlusses gegen wagrechte Seitenkräfte. 4. Einfache Montage, bei der auf der Baustelle nur die horizontalen Anschlußnieten am Querträger geschlagen zu werden brauchen.

In dem Beispiele der Abb. 230 beträgt der größte Druck eines Längsträgers 15 t. Die Anhängeplatte erfordert sonach einen Nutzquerschnitt von $\frac{15}{0\cdot75} = 20\ cm^2$. Bei 12 mm Dicke ist der Nutzquerschnitt im oberen Anschlusse mit Abzug von 4 Nieten von 23 mm $(35-9\cdot2)\ 1\cdot2 = 30\cdot9\ cm^2$, und in der ersten Nietreihe am Längsträger $(28-4)\ 1\cdot2 = 28\cdot8\ cm^2$. Zur Befestigung dienen am Querträger 8 Nieten von 23 mm, denen eine Haltkraft von $8 \cdot 2\cdot908\ t = 23\cdot26\ t$, und am Längsträger 10 Nieten von 20 mm, denen eine Haltkraft von $10 \cdot 2\cdot20 = 22\ t$ entspricht.

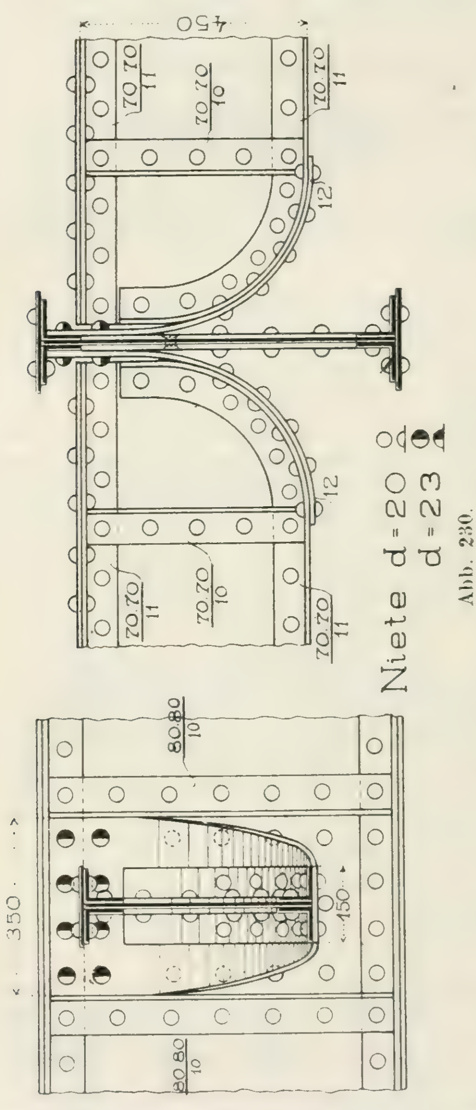


Abb. 230.

Die Berechnung der Längsträger. *a*) Die zwischen die Querträger eingebauten Längsträger werden, wie bereits oben bemerkt wurde, auch bei festem Nietanschluß als frei aufliegend berechnet. Als Belastung kommen für die Schwellenträger der Eisenbahnbrücken die Raddrücke der Lokomotiven in Betracht. Bei fehlendem Schotterbett ist der Stoßwirkung der Fahrzeuge durch entsprechend niedrige Wahl der Inanspruchnahme (siehe die diesbezüglichen Vorschriften in § 8) oder durch Einführung eines Stoßkoeffizienten Rechnung zu tragen. Auf die Schwellenlage braucht nur bei kleinen Stützweiten der Schwellenträger Rücksicht genommen zu werden, meist genügt es, die Momente für eine unmittelbare Belastung zu berechnen. Wird der Träger mit durchaus gleichem Querschnitt ausgeführt, so braucht man nur den absoluten Größtwert des Momentes zu rechnen, welcher in der Trägermitte oder an der neben der Mitte gelegenen Querschwelle auftritt.

Bei Straßenbrücken ist der Berechnung der Längsträger die

ungünstigste Belastung durch Wagen oder durch eine Straßenwalze zugrunde zu legen. Die Wagen hat man in jeder Achse mit einem Rad unmittelbar über den Längsträger zu stellen und dicht daneben eine zweite Wagenreihe anzunehmen. Von den seitlich stehenden Rädern, die nicht über die nächstliegenden Längsträger hinausrücken, ist der Druck unter Außerachtlassung der Kontinuität der Fahrbahnplatte für deren freie Auflagerung auf den Längsträgern zu berechnen. Bei der Belastung durch eine Straßenwalze kann auf die Verteilung des Walzendruckes nach der Breitenrichtung Rücksicht genommen werden; dagegen wird eine Verteilung des Rad- oder Walzendruckes nach der Längsrichtung des Trägers sicherheitshalber nicht in Rechnung gebracht.

Beispiel. Eine Straßenbrücke II. Klasse erhält 30 *cm* Schotterdecke auf Zorèseisen. Abstand der Querträger 4·5 *m*, Abstand der Längsträger 1·20 *m*. Es sind die Längsträger für freie Auflagerung zu berechnen.

Unter Zugrundelegung der nach der österreichischen Brückenverordnung vorgeschriebenen Wagentype mit 2 *t* Raddruck berechnet sich der durch den da-

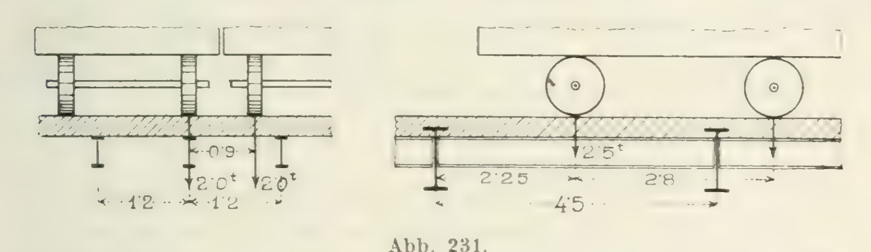


Abb. 231.

nebenstehenden Wagen vergrößerte Raddruck (Abb. 231) mit $D = 2 + 2\,\frac{0·3}{1·2} =$ $= 2·5\ t$. Das größte Moment tritt in der Trägermitte unter einem darüberstehenden Rade auf und wird

$$M_p = \frac{1}{4}\, 2·5 \,.\, 4·5 = 2·81\ t\ m.$$

Vergleichen wir damit die Wirkung der Straßenwalze. Das mit 6 *t* belastete Vorderrad verteilt bei einer Breite von 1·2 *m* seinen Druck durch die Schotterdecke auf 1·2 *m* + 1·5 . 0·3 *m* = 1·65 *m*. Demzufolge wird (nach Abb. 232) der Druck auf den Längsträger $6\,.\,\frac{0.7875}{1·2} = 3·938\ t$.

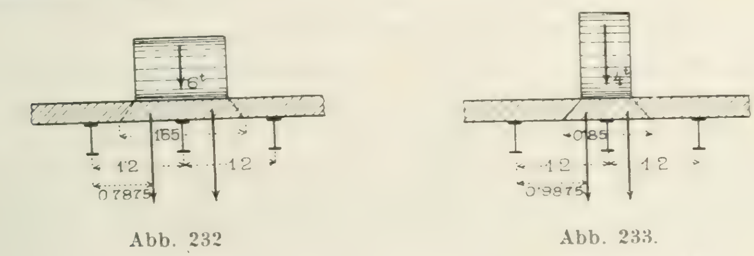


Abb. 232 Abb. 233.

Ebenso wird (vgl. Abb. 233) der Druck einer Hinterwalze $4 \cdot \frac{0.9875}{1 \cdot 2} = 3 \cdot 292\ t$. Für das größte Moment kommt bei dem Achsabstande von $3\ m$ die in die Trägermitte gestellte Vorderwalze in Betracht; man erhält hiefür

$$M_p = \frac{1}{4}\ 3 \cdot 938 \cdot 4 \cdot 5 = 4 \cdot 430\ t\,m.$$

Die Straßenwalze hat sonach eine ungünstigere Wirkung als die Wagenbelastung.

Die Eigengewichtsbelastung rechnet sich wie folgt:

Schotter	0·3 . 1900 = 570 kg/m^2
Zorèseisen	70 kg/m^2
	640 kg/m^2
pro Meter Längsträger	640 × 1·2 = 768 kg
Gewicht des Längsträgers	54 kg
	822 kg

sonach das Moment $\frac{1}{8}\ 0 \cdot 822 \cdot (4 \cdot 5)^2 = 2 \cdot 08\ t\,m$.

Das Gesamtmoment $4 \cdot 43 + 2 \cdot 08 = 6 \cdot 51\ t/m$ verlangt bei einer zulässigen Inanspruchnahme $s = 750\ kg/cm^2$ ein Widerstandsmoment $W = \frac{651000}{750} = 868$, so daß ein Walzträger, Prof. Nr. 32, mit $W = 863$ noch knapp genügen würde.

Die größte Scherkraft im Anschlusse eines Längsträgers ergibt sich, wenn das Vorderrad der Walze unmittelbar neben den Querträger gestellt wird. Sie berechnet sich für die Vorderwalze mit $3 \cdot 938\ t$, für die Hinterwalze mit $3 \cdot 292 \cdot \frac{1 \cdot 5}{4 \cdot 5} = 1 \cdot 097\ t$, für das Eigengewicht mit $\frac{1}{2}\ 0 \cdot 822 \cdot 4 \cdot 5 = 1 \cdot 849\ t$, zusammen mit $6 \cdot 884\ t$. Die Tragkraft einer doppelschnittigen $20\ mm$ Niete ist $P = 4 \cdot 16\ t$, so daß hienach 2 Nieten für den Anschluß ausreichen würden. Mit Rücksicht auf das Einspannmoment wird man aber mindestens 3 Nieten im Anschlusse anordnen.

b) Die Berechnung der Längsträger als kontinuierliche Träger ist dann statthaft, wenn sie über die Querträger hinweggehen (Abb. 146, 158, 172) oder durch sie hindurchgeführt sind (Abb. 145, 221, 222), oder wenn wenigstens durch eine ausreichende Verbindung der Zuggurte, d. i. der Obergurte, am Querträger die Aufnahme des Stützenmomentes gesichert ist (Abb. 223).

Zunächst sind wieder die den Längsträger belastenden Raddrücke, so wie oben (unter *a*) angegeben, zu ermitteln. Die Größtwerte der Momente und der Querkräfte des kontinuierlichen Trägers bestimmt man am besten mit Hilfe der Einflußlinien, zu deren Auftragung die Tabellen von Griot u. a. benützt werden können. Da die Träger in allen Feldern gleich und gewöhnlich auch mit durchaus konstantem Querschnitt ausgeführt werden, so genügt es, den Längsträger bloß für ein Endfeld, welches bei gleichen Feldlängen größere Momente als ein Mittelfeld liefert, zu berechnen. Man kann dabei in der Rechnung die Kontinuität auf drei oder zur Sicherheit

nur auf zwei Felder beschränken, wenn auch in der Ausführung die Kontinuität durch Deckung der Trägerstöße über mehr Felder erstreckt wird.

In der Abb. 234 sind die Einflußlinien der Momente für ein Endfeld eines kontinuierlichen Trägers mit drei gleichen Feldern dargestellt. Es bedarf hiezu nur des Auftragens der Einflußlinie des Stützenmomentes M_1, deren Ordinaten in Teilen von Gl in der Figur eingeschrieben sind. Für einen beliebigen Querschnitt im Abstand x von der Endstütze ist nämlich $M = \mathfrak{M} - M_1 \frac{x}{l} = \frac{x}{l}\left(\mathfrak{M}\frac{l}{x} + M_1\right)$. Die Linie $\mathfrak{M}\frac{l}{x}$, d. i. die Linie $A\,E\,B$ ist durch die Gerade $B\,E$ bestimmt, welche auf der Lotrechten durch A die Strecke Gl abschneidet. Setzt man diesen Abschnitt $= 1$, so geben die Ordinatenunterschiede der Linien $A\,B\,C$

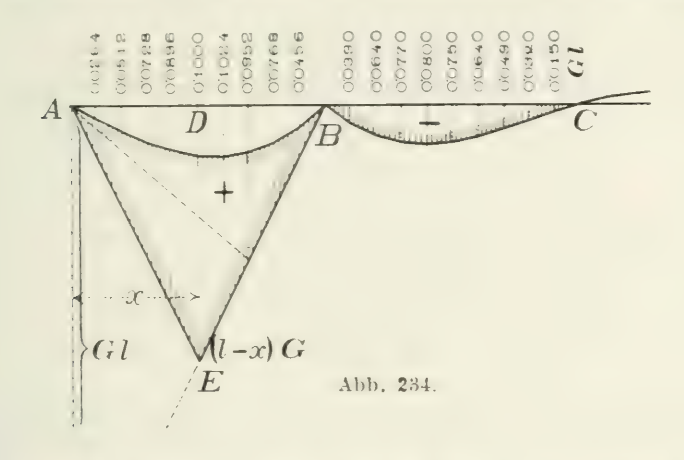


Abb. 234.

und $A\,E\,B$ mit x multipliziert die Einflußgrößen für das Moment im Querschnitt D für die Last $G = 1$.

Der absolute Größtwert des Moments im Endfelde kann auch angenähert aus nachstehenden Formeln gerechnet werden:

Bezeichnet w den Achsabstand der gleich großen Lasten D und ist

1. $l < 1{\cdot}7\,w$, so kommt bloß eine Radlast in Frage. Das größte Moment wird bei einem Träger mit 3 Feldern

$$\max M = 0{\cdot}205\; D\,l \quad \ldots\ldots\ldots \quad 59)$$

bei einem Träger mit 2 Feldern

$$\max M = 0{\cdot}207\; D\,l \quad \ldots\ldots\ldots \quad 60)$$

2. Liegt l etwa zwischen $1{\cdot}7\;w$ und $2{\cdot}2\;w$, so sind 2 Lasten im Felde aufzustellen und man kann (nach Haeseler) für das Maximalmoment eines Trägers mit zwei Feldern annähernd setzen

$$\max M = \left(0{\cdot}354 - 0{\cdot}242 \frac{w}{l}\right) P\, l \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 61)$$

3. Ist $l = 2{\cdot}2\, w$ bis etwa $5\, w$, so kommen drei Lasten in Frage und es rechnet sich wieder für den Träger mit zwei Feldern das absolut größte Moment annähernd aus

$$\max M = \left(0{\cdot}627 - 1{\cdot}05 \frac{w}{l} + 0{\cdot}4 \frac{w^2}{l^2}\right) P\, l \quad . \quad . \quad 62)$$

Das größte Stützenmoment wird etwas kleiner als das positive Maximalmoment; es wird am besten aus der Einflußlinie bestimmt.

Durch die Eigengewichtslast g pro Längenmeter des Längsträgers wird das positive Maximalmoment

bei Annahme bloß zweier Felder höchstens um $0{\cdot}07\, gl^2$
„ „ von drei Feldern „ „ $0{\cdot}08\, gl^2$

das Stützenmoment um $0{\cdot}125\, gl^2$, beziehungsweise $0{\cdot}100\, gl^2$ vergrößert.

Die so für den kontinuierlichen Träger mit unveränderlicher Stützenlage berechneten Momente werden aber durch die Stützensenkung infolge der Durchbiegung der Querträger und zum geringeren Teil auch infolge Durchbiegung der Hauptträger geändert, und zwar werden die positiven Momente dadurch vergrößert, die Stützenmomente vermindert. Eine genaue Berechnung dieser Einflüsse, welche davon ausgehen müßte, das ganze Trägergerippe der Fahrbahn als elastischen Rost zu behandeln[1]), wäre aber nicht nur äußerst umständlich, sondern für die gewöhnliche Ausführungspraxis auch zwecklos, weil man auf die Unterschiede in der Beanspruchung der einzelnen Längsträger bei ihrer Dimensionierung keine Rücksicht nehmen, sondern sie durchwegs gleich ausführen wird. Es genügt daher, den Einfluß der Durchbiegung annähernd, und zwar mit den Größtwerten für die in der Fahrbahnmitte liegenden Längsträger zu bemessen.

Wir nehmen wieder das Endfeld eines Längsträgers belastet an, so daß in demselben das größte positive Moment auftritt. Die beiden angrenzenden Querträger mögen sich dabei um gleichviel, und zwar im Auflager der Längsträger um δ durchbiegen, wogegen wir die Durchbiegung der übrigen Querträger vernachlässigen wollen (Abb. 235).

[1]) Über die Berechnung elastischer Trägernetze siehe: Dr. K. Arnstein, Einflußlinien statisch unbestimmter, elastisch gelagerter Tragwerke. Berlin 1912. W. Ernst & Sohn.

Ist der Längsträger über drei Felder kontinuierlich, so entsteht durch die Senkung der ersten und zweiten Stütze ein Stützenmoment

$$M_1 = 2\,E\,J\,\frac{\delta}{l^2},$$

wenn J das Trägheitsmoment des Längsträgers bezeichnet. Geht der Träger bloß über 2 Felder durch, so erhält das Stützenmoment die Größe $M_1 = \frac{3}{2}\,E\,J\,\frac{\delta}{l^2}$. Wir wollen aber mit dem größeren Wert für drei Felder rechnen. Die Durchbiegung des Querträgers kann (siehe S. 108) mit $\delta = 0{\cdot}23\,\frac{b^2}{h_1}\,\frac{\sigma_1}{E}$ angesetzt werden, wenn b die Stützweite, h_1 die Höhe des Querträgers und σ_1 die im Querträger unter der Belastung auftretende Biegungsspannung bezeichnet. Für den Längsträger, dessen Höhe h_2 sei, rechnet sich die unter dem Größtmomente M auftretende Biegungsspannung σ_2 aus $\sigma_2 = \frac{M}{J}\,\frac{h_2}{2}$, woraus $J = \frac{M\,h_2}{2\,\sigma_2}$.

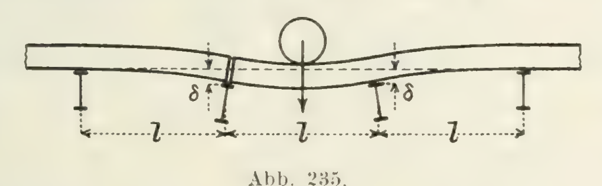


Abb. 235.

Setzt man die Ausdrücke für δ und J in die Gleichung für das Stützenmoment ein, so ergibt sich

$$M_1 = 0{\cdot}23\,\frac{h_2\,b^2}{h_1\,l^2}\,\frac{\sigma_1}{\sigma_2}\,.\,M \quad \ldots\ldots\ldots \quad 63)$$

Für eine Belastung, welche die größte Beanspruchung des Längsträgers und gleichzeitig auch die größte Durchbiegung der angrenzenden Querträger hervorruft, wäre $\sigma_1 = \sigma_2$ zu setzen.

Da der Größtwert des positiven Moments im Endfelde im Abstande $x = 0{\cdot}43\,l$ bis $0{\cdot}47\,l$ von der Endstütze auftritt, so ist sonach als Vergrößerung dieses Moments infolge der Querträgerdurchbiegung etwa zu rechnen

$$\Delta M = 0{\cdot}45\,M_1 = 0{\cdot}11\,\frac{h_2\,b^2}{h_1\,l^2}\,.\,M \quad \ldots\ldots \quad 64)$$

Wählt man die Höhen der Quer- und Längsträger mit dem gleichen Bruchteil ihrer Stützweiten, z. B. $h_1 = \frac{1}{8}\,b$ und $h_2 = \frac{1}{8}\,l$, so wird $\Delta M = 0{\cdot}11\,\frac{b}{l}\,M$. Meist wird aber in der Ausführung die

Querträgerhöhe größer, die Längsträgerhöhe kleiner gemacht, wodurch dann auch der Einfluß der Querträgerdurchbiegung geringer wird. Immerhin kann bei einem im Verhältnis zu ihrer Stützweite kleinen Abstand der Querträger die Vergrößerung des Moments in den kontinuierlichen Längsträgern bis zu 20% und darüber betragen.

Der Einfluß der Durchbiegung der Hauptträger ist im allgemeinen viel geringfügiger. Man kann annehmen, daß die Längsträger diese Durchbiegung mitmachen und daß sonach ihre elastische Linie, wenn von ihrer eigenen Belastung abgesehen wird, mit jener der Hauptträger übereinstimmt. In diesem Fall verhalten sich aber die Randfaserspannungen im Längsträger und im Hauptträger wie die bezüglichen Trägerhöhen h_2 und H und es ist bei der Spannung s' im Hauptträger jene im Längsträger $s_2 = \frac{h_2}{H} s'$. Dadurch aber, daß sich die Längsträger an der Lastaufnahme beteiligen, wird die Hauptträgerspannung etwas herabgesetzt. Es sei s die Spannung in den Hauptträgergurten unter der Annahme, daß die ganze Eigen- und Betriebslast nur von den Hauptträgern getragen wird, n die Zahl der Längsträger, welche auf einen Hauptträger entfällt, J das Trägheitsmoment eines Längsträgers, $\frac{F H^2}{2}$ das Trägheitsmoment eines Hauptträgers mit der Gurtquerschnittsfläche F, dann wird die durch die Lastaufnahme der Längsträger verminderte Hauptträgerspannung $s' = \frac{F H^2}{F H^2 + 2 n J} s$, sohin die in den Längsträgern hervorgerufene Biegungsspannung

$$s_2 = \frac{h_2}{H} \frac{F H^2}{F H^2 + 2 n J} \cdot s \quad \ldots \ldots \ldots \quad 65)$$

Nur bei sehr niedrigen Hauptträgern wird eine merkliche Spannungsverminderung s' gegen s eintreten und die Spannung s_2 in den Längsträgern eine berücksichtigungswerte Größe erreichen.

Beispiel. Es seien für dieselbe Straßenbrücke wie im Beispiel auf S. 235 die über die Querträger gelegten Längsträger als kontinuierlich zu berechnen. Der Abstand der Hauptträger b sei $7 \cdot 5\, m$, die Höhe der Querträger $h_1 = 0 \cdot 80\, m$, weiters ist gegeben $l = 4 \cdot 5\, m$, Längsträgerabstand $c = 1 \cdot 20\, m$. Bei dem Radstande $w = 3 \cdot 0\, m$, sonach $l < 1 \cdot 7\, w$, kommt nur eine Achslast in Frage und es wird für die Belastung mit dem Vorderrad der Straßenwalze, deren Druck nach obigem mit $D = 3 \cdot 938\, t$ einzuführen ist, das größte Moment auf einen Längsträger

$$M = 0 \cdot 207\, D\, l + 0 \cdot 08\, g l^2 = 0 \cdot 207 \,.\, 3 \cdot 938 \,.\, 4 \cdot 5 + 0 \cdot 08 \,.\, 0 \cdot 822 \,.\, 4 \cdot 5^2 = 4 \cdot 964\, t\, m.$$

Dieses Moment vergrößert sich infolge Durchbiegung der Querträger, wenn für die Längsträger ein Profil von 32 *cm* Höhe angenommen wird, nach Formel 64 um

$$\varDelta M = 0{\cdot}11 \, \frac{0{\cdot}32 \, . \, \overline{7{\cdot}5^2}}{0{\cdot}80 \, . \, 4{\cdot}5^2} \, . \, M = 0{\cdot}122 \, M = 0{\cdot}607 \; t\,m.$$

Der Träger ist sonach für das größte Moment $4{\cdot}964 + 0{\cdot}607 = 5{\cdot}571 \; t/m$ zu bemessen. Behält man den Walzträger, Prof. Nr. 32, bei, so wird bei dessen

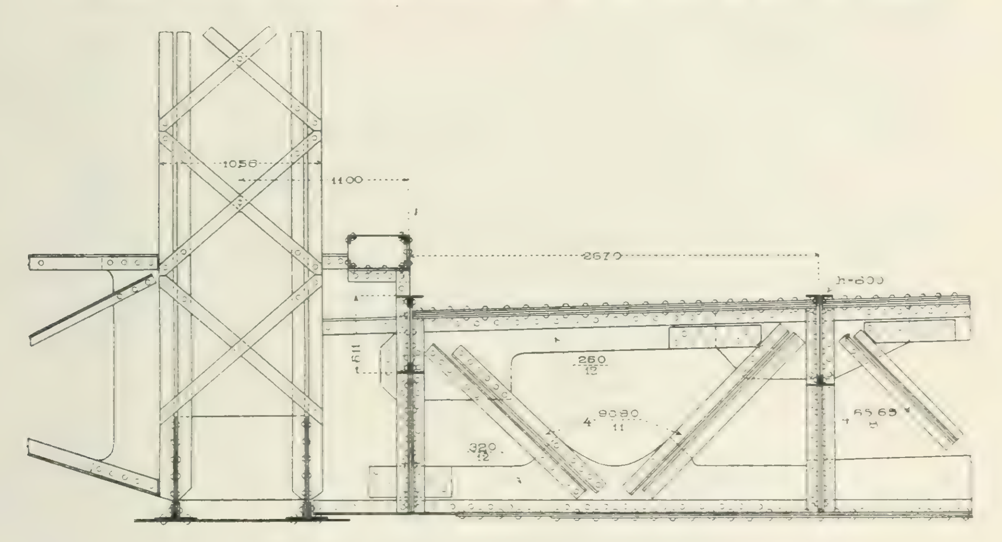


Abb. 236. Franz Josefs-Brücke in Budapest.

Widerstandsmoment $W = 863$ die Inanspruchnahme $s = \dfrac{557100}{863} = 645 \; kg/cm^2$. Diese Beanspruchung erhöht sich etwas durch die Durchbiegung der Hauptträger. Für letztere sei bei einer Stützweite von $36 \; m$ die Trägerhöhe $H = 5 \; m$, die größte Querschnittsfläche eines Gurtes $F = 250 \; cm^2$, die Beanspruchung unter größter Belastung $850 \; kg/cm$. In der Brückenbreite liegen 6 Fahrbahnlängsträger, pro Hauptträger sonach $n = 3$, deren Trägheitsmoment je $J = 13806 \; cm^4$. Die Formel 65 liefert dann für die Zusatzspannung der Längsträger

$s_2 = \dfrac{32}{500} \cdot \dfrac{250 \, . \, 500^2}{250 \, . \, 550^2 - 6 \cdot 13806} \cdot 850 = 54 \; kg/cm$, so daß ihre größte Inanspruchnahme sich auf $645 + 54 = 699 \; kg/cm^2$ erhöht.

B. Die Querträger werden in der Regel als vollwandige Blechträger ausgeführt. In neuerer Zeit finden dafür (in Deutschland) auch die hohen Profile der Greyträger Anwendung (Abb. 241). Bei naheliegenden Hauptträgern und kleinem Querträgerabstande können wohl

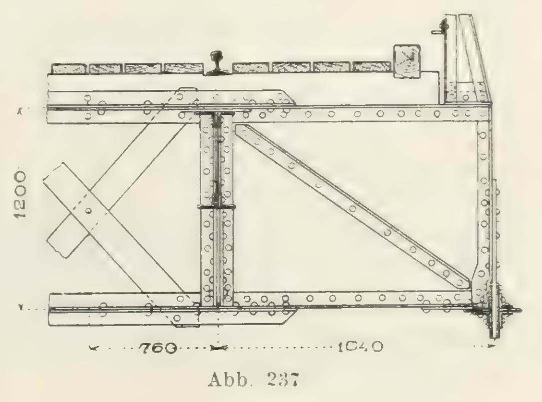


Abb. 237

auch die normalen Walzträger oder doppelte]-Eisen (Abb. 117) ausreichen. Zuweilen finden bei großen Brückenbreiten auch Gitter- oder Fachwerksträger Anwendung (Abb. 236 und 172). Die dadurch zu erzielende Gewichtsersparnis wird aber durch die Mehrkosten der

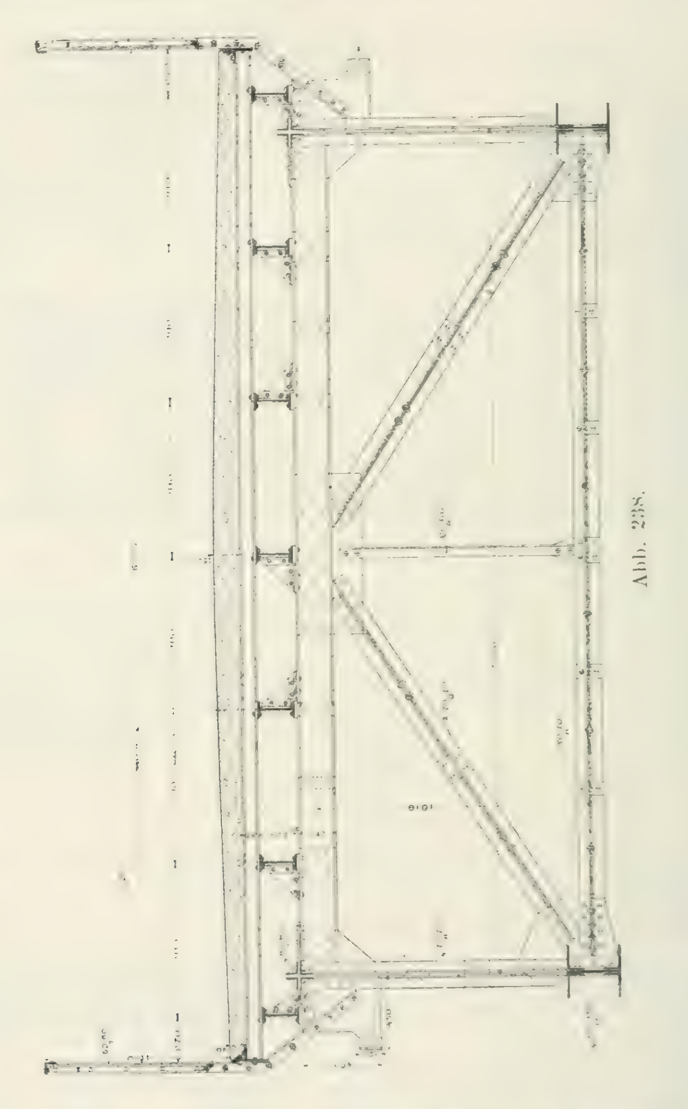


Abb. 238.

Arbeit, sowie durch die ungünstigere Erhaltung gegenüber einem Vollwandträger reichlich aufgewogen, so daß man jetzt auch bei sehr breiten Brücken (siehe Williamsburg-Brücke, Manhattan-Brücke, Blackwell-Brücke, Abb. 112, Rheinstraßen-Brücke in Köln, Abb. 118) die vollwandige Ausbildung vorzieht.

Bei den Querträgern eingleisiger Bahnbrücken wäre die Weglassung des Stegbleches im mittleren Teile, woselbst keine Querkraft wirkt (Abb. 237), wohl zulässig, doch ist auch hier in Anbetracht der nur geringfügigen Ersparnis die solidere Ausführung eines Vollwandträgers vorzuziehen.

Hinsichtlich der Konstruktion der Blechträger ist auf § 12 zu verweisen. Gewöhnlich erhalten die Träger der einfacheren Ausführung wegen in der ganzen Länge wagrechte und parallele Gurtungen (Abb. 147, 158), doch kann es sich bei großer Brückenweite wohl auch lohnen, die Querträgerhöhe in der Mitte durch eine gekrümmte (Abb. 117) oder trapezförmige Gestaltung (Abb. 145, 118) des Untergurtes zu vergrößern. Sonst kann häufig auch der Anschluß der Querträger an die Hauptträger eine Verringerung der Stegblechhöhe am Trägerende verlangen (Abb. 244, 254). Bei breiteren Straßenbrücken wird es zweckmäßig sein, den Querträgerobergurt parallel zur

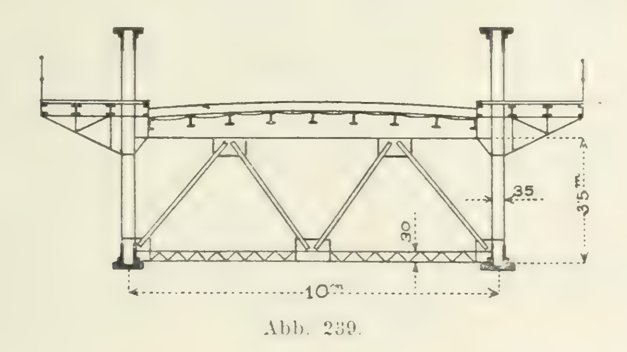


Abb. 239.

Krümmung der Fahrbahnoberfläche zu führen, um durchwegs gleiche Stärke in der Fahrbahndecke zu erhalten (Abb. 114, 118, 119, 145). Die Höhe der Querträger ist im allgemeinen reichlich zu bemessen, um geringe Durchbiegungen und große Steifigkeit zu erzielen, was insbesondere bei oben offenen Brücken (Trogbrücken) von Wichtigkeit ist. Man wähle, sofern die verfügbare Bauhöhe dies zuläßt, die Höhe der Querträger in Brückenmitte nicht unter $^1/_8$ ihrer Stützweite, bei Fachwerks-Trogbrücken und auch überhaupt bei Eisenbahnbrücken besser nicht unter $^1/_6$ bis $^1/_7$.

Im Auflager und unter jedem Längsträger ist die Blechwand auszusteifen. Sind die Längsträger zwischen die Querträger versenkt, so bewirken die Anschlußwinkel die Aussteifung des Querträgersteges; für hohe Querträger und größeren Längsträgerabstand kann sich die Anbringung schräger Winkeleisensteifen an den Trägerenden empfehlen (Abb. 237).

Bei oben oder wenigstens in entsprechender Höhe über dem Untergurt der Hauptträger liegenden Querträgern hat man oft die Querverstrebungen zwischen den Hauptträgern dazu benützt, um Stützpunkte für die Querträger zu schaffen. Es entsteht so entweder ein Dreieckssprengwerk (Abb. 146, 238) oder ein Fachwerksträger mit biegungssteifem Obergurt (Abb. 239).

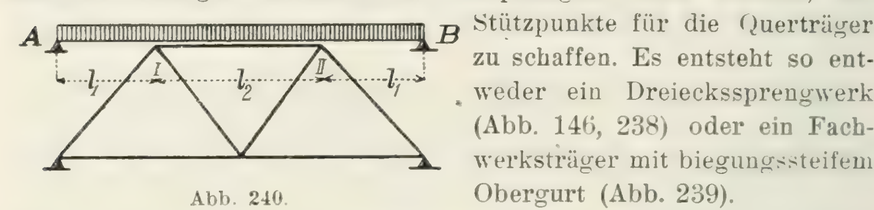


Abb. 240.

Die Berechnung eines in solcher Art gestützten Querträgers kann auf Grund der Theorie des kontinuierlichen Trägers auf elastisch nachgiebigen Stützen erfolgen.

Es bezeichne (Abb. 240):

D_1 den Druck im Punkte I
D_2 „ „ „ „ II

δ_{11} die Senkung des Fachwerkes im Punkte I infolge einer Kraft 1 im Punkte I

δ_{12} die Senkung im Punkte I infolge einer Kraft 1 im Punkte II
$\delta_{21} = \delta_{12}$ „ „ „ „ II „ „ „ 1 „ „ I
δ_{22} „ „ „ „ II „ „ „ 1 „ „ II

Die unter der Belastung auftretende Senkung ist sonach

$$\text{im Punkte I} \; \ldots \ldots \; \Delta_1 = D_1 \delta_{11} + D_2 \delta_{12}$$
$$\text{„ „ II} \; \ldots \ldots \; \Delta_2 = D_1 \delta_{21} + D_2 \delta_{22}.$$

Zufolge der angenommenen Symmetrie der Anordnung ist $\delta_{11} = \delta_{22} = \delta$ und $\delta_{12} = \delta_{21} = \delta'$, demnach

$$\Delta_1 = D_1 \delta + D_2 \delta'$$
$$\Delta_2 = D_1 \delta' + D_2 \delta.$$

Es bezeichne ferner

$M_1 \, M_2$ die Momente in den Querschnitten I und II des Querträgers,

$\mathfrak{D}_1 \, \mathfrak{D}_2$ die Drücke, welche auf die Stützpunkte I und II entfallen würden, wenn der Querträger daselbst unterbrochen wäre. Für den kontinuierlichen Träger ist

$$D_1 = \mathfrak{D}_1 - \frac{M_1}{l_1} - \frac{M_1 - M_2}{l_2}$$
$$D_2 = \mathfrak{D}_2 - \frac{M_2}{l_1} - \frac{M_2 - M_1}{l_2}$$

Rechnet man damit Δ_1 und Δ_2 und setzt die erhaltenen Ausdrücke in die Clapeyronschen Momentengleichungen für einen Träger, dessen Stützen um Δ_1 und Δ_2 gesenkt wurden, so erhält man mit Einführung der abkürzenden Bezeichnungen

$$\left.\begin{aligned} 6\,E\,J\left[\frac{1}{l_1^2}\,\delta + \frac{2}{l_2}\left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2}\right)(\delta - \delta')\right] &= \lambda_1 \\ 6\,E\,J\left[\frac{1}{l_1^2}\,\delta' - \frac{2}{l_2}\left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2}\right)(\delta - \delta')\right] &= \lambda_2 \end{aligned}\right\} \quad \ldots \ldots \; 66)$$

worin J das mittlere Trägheitsmoment des Querträgers ist, die Bestimmungsgleichungen:

$$2\,M_1\left(l_1 + l_2 + \frac{\lambda_1}{2}\right) + M_2\,(l_2 + \lambda_2) = -\,6\left[\frac{\mathfrak{N}_{a1}}{l_1} + \frac{\mathfrak{N}_{b2}}{l_2}\right] +$$

$$+\,6\,E\,J\left[\frac{\mathfrak{T}_1\,\delta - \mathfrak{T}_2\,\delta'}{l_1} - \frac{(\mathfrak{T}_1 - \mathfrak{T}_2)\,(\delta - \delta')}{l_2}\right]$$

$$M_1\,(l_2 + \lambda_2) + 2\,M_2\left(l_1 + l_2 + \frac{\lambda_1}{2}\right) = -\,6\left[\frac{\mathfrak{N}_{a2}}{l_2} + \frac{\mathfrak{N}_{b1}}{l_1}\right] +$$

$$+\,6\,E\,J\left[\frac{\mathfrak{T}_1\,\delta' - \mathfrak{T}_2\,\delta}{l_1} - \frac{(\mathfrak{T}_1 - \mathfrak{T}_2)\,(\delta - \delta')}{l_2}\right]$$

Unter Annahme unnachgiebiger Stützpunkte seien die Stützenmomente $M_1{}^0$ und $M_2{}^0$, wofür die Gleichungen bestehen:

$$2\,M_1{}^0\,(l_1 + l_2) + M_2{}^0\,l_2 = -\,6\left[\frac{\mathfrak{N}_{a1}}{l_1} + \frac{\mathfrak{N}_{b2}}{l_2}\right]$$

$$M_1{}^0\,l_2 + 2\,M_2{}^0\,(l_1 + l_2) = -\,6\left[\frac{\mathfrak{N}_{a2}}{l_2} + \frac{\mathfrak{N}_{b1}}{l_1}\right]$$

Setzt man

$$M_1 = M_1{}^0 + \Delta\,M_1$$
$$M_2 = M_2{}^0 + \Delta\,M_2,$$

so ergeben sich schließlich zur Berechnung von $\Delta\,M_1$ und $\Delta\,M_2$ die Gleichungen

$$\left.\begin{aligned}
&2\,\Delta\,M_1\left(l_1 + l_2 + \frac{\lambda_1}{2}\right) + \Delta\,M_2\,(l_2 + \lambda_2) = -\,M_1{}^0\,\lambda_1 - M_2{}^0\,\lambda_2 + \\
&\qquad +\,6\,EJ\left[\frac{\mathfrak{T}_1\,\delta - \mathfrak{T}_2\,\delta'}{l_1} - \frac{(\mathfrak{T}_1 - \mathfrak{T}_2)\,(\delta - \delta')}{l_2}\right] \\
&\Delta\,M_1\,(l_2 + \lambda_2) + 2\,.\,\Delta\,M_2\left(l_1 + l_2 + \frac{\lambda_1}{2}\right) = -\,M_1{}^0\,\lambda_2 - M_2{}^0\,\lambda_1 + \\
&\qquad +\,6\,E\,J\left[\frac{\mathfrak{T}_1\,\delta' - \mathfrak{T}_2\,\delta}{l_1} - \frac{(\mathfrak{T}_1 - \mathfrak{T}_2)\,(\delta - \delta')}{l_2}\right]
\end{aligned}\right\}\quad .\quad 67)$$

Bei symmetrischer Belastung des Querträgers, sonach für $\mathfrak{T}_1 = \mathfrak{T}_2 = \mathfrak{T}$ und $M_1{}^0 = M_2{}^0 = M^0$, wird

$$\Delta\,M = \frac{1}{2\,l_1 + 3\,l_2 + \lambda_1 + \lambda_2}\left[\frac{6\,E\,J}{l_1}\,\mathfrak{T}\,(\delta + \delta') - M^0\,(\lambda_1 + \lambda_2)\right].$$

Die Beanspruchung des Fachwerkes rechnet sich aus den in I und II angreifenden Drücken D_1 und D_2. Zu beachten ist, daß der Querträger im mittleren Teile nebst seinen eigenen Biegungsmomenten die exzentrisch angreifende Obergurtkraft aufzunehmen hat.

Die Lagerung und Befestigung der Querträger an den Hauptträgern wird in der Regel durch Nietanschluß bewerkstelligt, so daß wieder bis zu einem Grade Einspannungswirkungen auftreten, die Bedingung freier Auflagerung sonach mehr oder weniger nur unvollkommen erfüllt ist. Es ist dabei die Lage der Fahrbahn, beziehungsweise der Querträger zu den Hauptträgern von Einfluß.

a) Bei über den Hauptträgern liegenden und auf ihnen gelagerten Querträgern ist noch am ehesten die Wirkung freier Auf-

lagerung zu erzielen. Werden sie aber in der ganzen Breite der Hauptträgerobergurte aufgelagert und mit ihnen vernietet, so wird

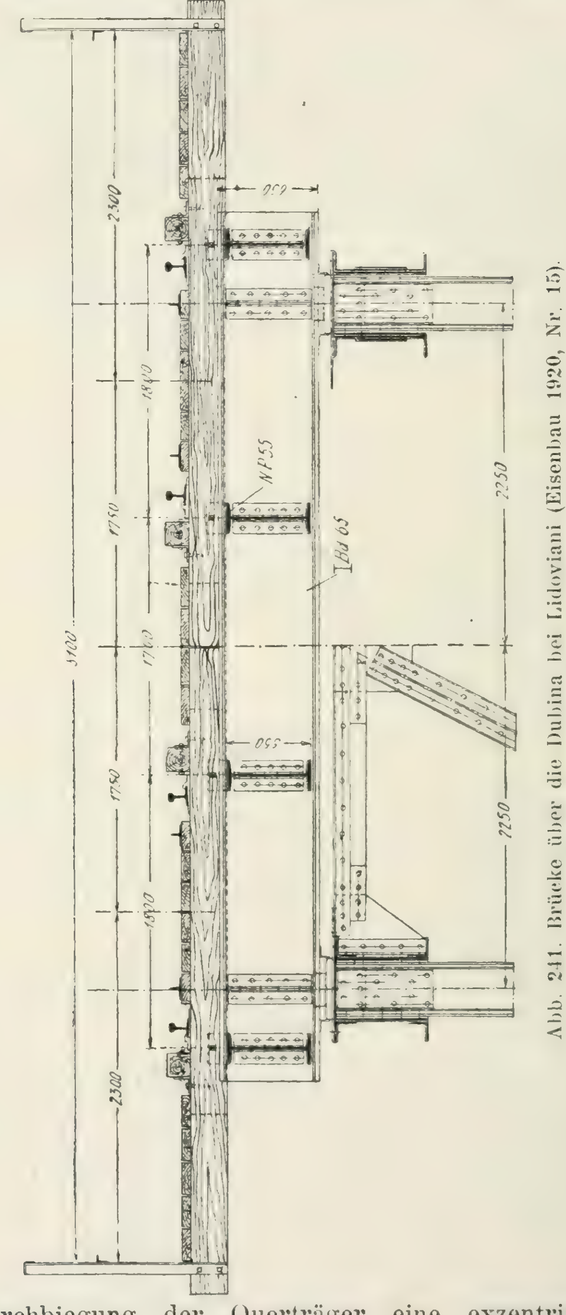


Abb. 241. Brücke über die Dubina bei Lidoviani (Eisenbau 1920, Nr. 15).

infolge Durchbiegung der Querträger eine exzentrische Druckübertragung hervorgerufen, die Innenseite der Hauptträger stärker

belastet und deren Gurt auf Verdrehung beansprucht. Es ist daher eine zentrische Auflagerung (nach Abb. 241) vorzuziehen. Auf dem Gurt wird eine Auflagerplatte, die eine schwach gewölbte Oberfläche

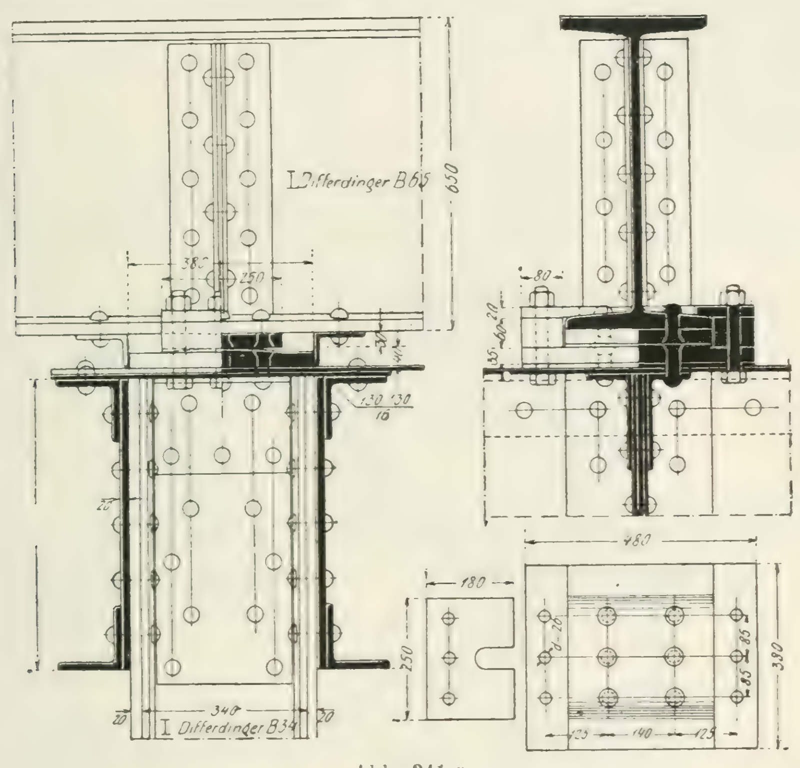


Abb. 241 *a*.

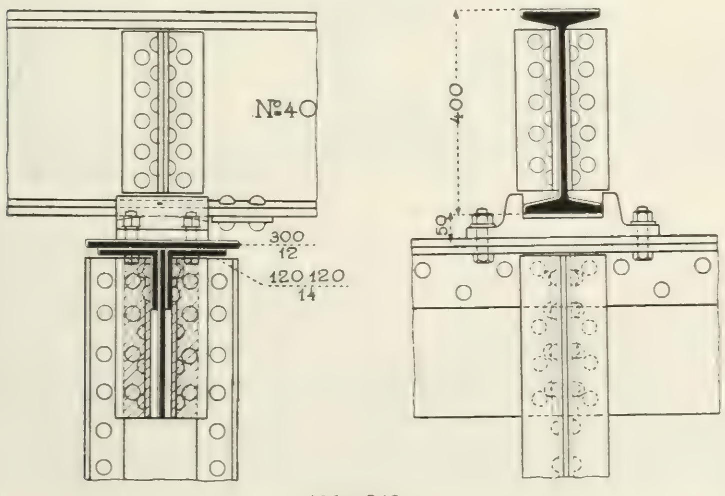


Abb. 242.

hat, mittels Schrauben oder Nieten befestigt, auf welche der Querträger frei aufgelegt wird. Rippenansätze an der Platte (Abb. 242) oder aufgenietete oder geschraubte, den Fuß der Träger übergreifende Klemmplatten (Abb. 241*a*, 243), die gleichzeitig ein Abheben verhindern, sichern gegen Verschiebung nach der Längsrichtung der Brücke; unter den Trägerflantsch genietete Bleche (Abb. 242) oder Winkel (Abb. 241 *a*) sichern gegen Verschiebung nach der Querrichtung. Dabei ergibt sich genügend Spielraum für kleine Bewegungen nach der Längsachse der Brücke, so daß hier das Fahrbahngerippe auch bei festem Längsträgeranschluß von den Längenänderungen der Gurte unbeeinflußt bleibt. Über dem Auflager ist die Querträgerwand kräftig

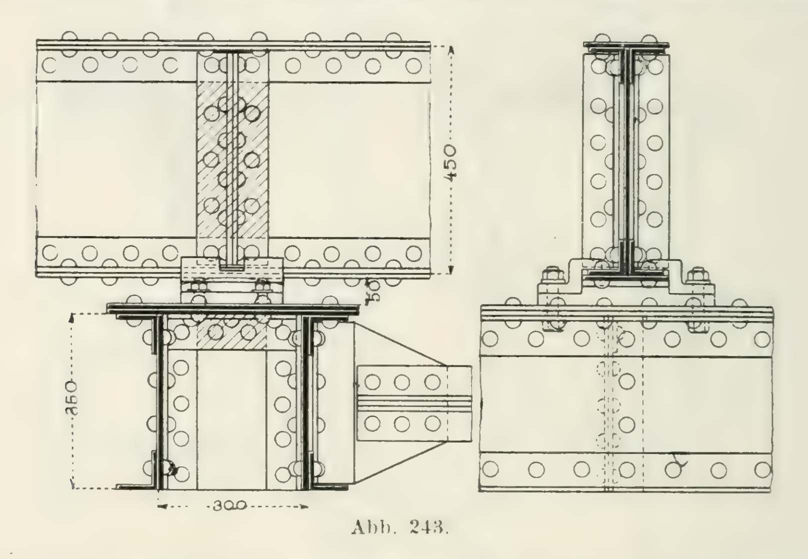


Abb. 243.

auszusteifen. Bei dieser Anordnung der beweglichen Auflagerung bilden aber die Querträger keinen Teil des Querverbandes zwischen den Hauptträgern und es erfordert die seitliche Abstützung der Hauptträgerobergurte die Anbringung besonderer Querriegel oder eines an die Obergurte angeschlossenen Windverbandes.

b) Liegen die Querträger zwischen den Hauptträgern versenkt, so werden sie entweder an die Stegbleche der vollwandigen Hauptträger oder an lotrechte Stäbe ihrer Ausfachung durch Vernietung fest angeschlossen. Bei Lage der Querträger an einem Hauptträgergurt ist es bei ausreichender Höhe der Gurtstegbleche wohl auch möglich, den Anschluß bei fehlenden lotrechten Wandstäben bloß an den Gurtungen durchzuführen (Abb. 244). Die Verbindung erfolgt dabei immer derart, daß der Steg des Querträgers oder ein an dessen Stelle eingesetztes Anschlußblech zwischen doppelten Winkeln

gefaßt wird. Die Abb. 245 bis 255 geben Beispiele für solche feste Querträgeranschlüsse.

Sind die Hauptträger vollwandige Blechträger, so läßt man die Anschlußwinkel über die ganze Höhe der Wand reichen und vernietet sie auch mit den Gurtwinkeln, was entweder ein Überkröpfen

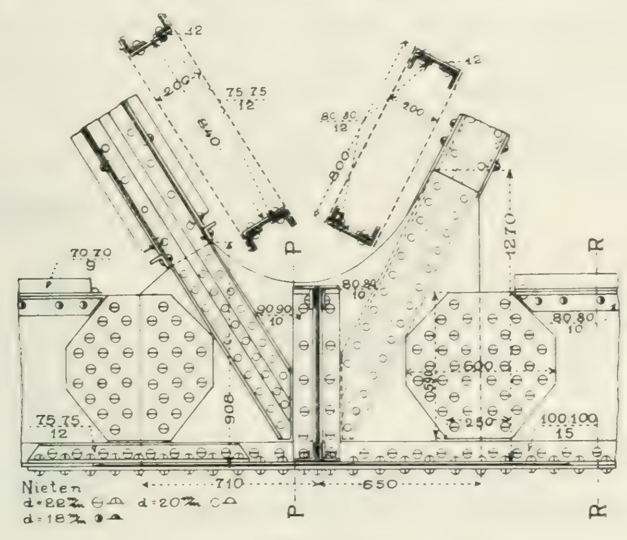


Abb. 244 *a*.

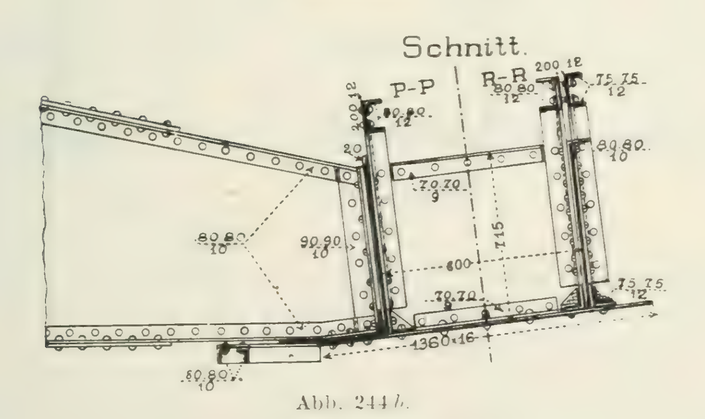


Abb. 244 *b*.

Donaubrücke bei Cernawoda.

oder die Unterlage von Futterblechen erfordert. Blechträgerbrücken sind bei versenkter oder untenliegender Fahrbahn wegen der geringen Höhe der Hauptträger immer als oben offene Brücken auszuführen. Bei diesen verlangt aber die Sicherung des Druckgurtes gegen seitliches Ausknicken die Anordnung biegungssteifer Halb-

rahmen, die durch Aussteifung der Ecken mittels bis zum Obergurt reichender Bleche erhalten werden. Sind die Querträger genietete Träger, so wird am besten das trapezförmig gestaltete Eckblech an Stelle des Stegbleches dieser Träger eingeschoben und der Stoß durch beiderseitige Laschen gedeckt (Abb. 245). Die Gurtwinkel der Querträger reichen bis zu den senkrechten Anschlußwinkeln oder sie sind auch über diese gekröpft, was aber bei genügender Größe der Eckbleche entbehrlich ist. Jedenfalls soll jeder Gurtwinkel mit so viel Nieten an das Eckblech angeschlossen werden, als notwendig, um seine Spannung an dieses abzugeben. Es empfiehlt sich, hohe

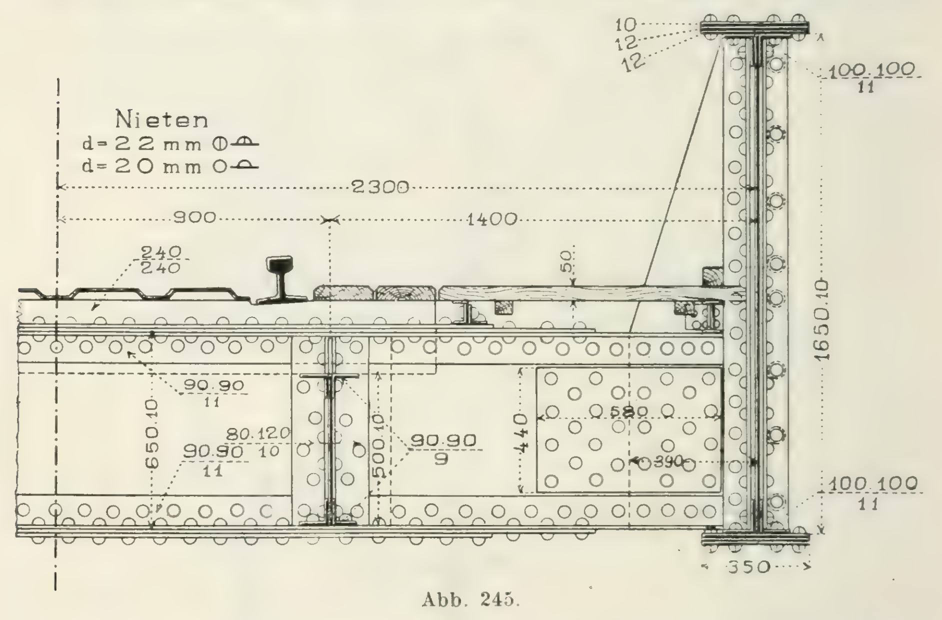


Abb. 245.

Eckbleche am Rande mit Winkeleisen zu säumen (Abb. 246). Will man keinen Stoß im Stegblech des Querträgers anordnen, so werden zur Eckaussteifung dreieckige Eckbleche verwendet, die zwischen die senkrechten Anschlußwinkel und mittels horizontaler Winkel an den Querträgergurt genietet werden (Abb. 247). Es empfiehlt sich in diesem Falle, die Gurtwinkel der Querträger auch mit den Anschlußwinkeln zu vernieten. Um dabei Verkröpfungen zu vermeiden, kann der Querträgerquerschnitt auch nach Abb. 248 ausgeführt werden mit zwischen Stegblech und Gurtwinkel eingelegten Flacheisen, welche an den Anschlußwinkeln endigen. In gleicher Art ist auch der Anschluß von Walzträgern auszubilden; man wird hier aber bloß einen Anschlußwinkel der Höhe nach durchreichen lassen, um nur den halben Trägerflansch abschneiden zu müssen (Abb. 249)

Bei Fachwerksbrücken erfolgt der Anschluß der genieteten Querträger an lotrechten Wandstäben, denen am besten ein solcher Querschnitt gegeben wird, daß der Querträgersteg oder ein an dessen Stelle eingesetztes Anschlußblech in sie eingeschoben und vernietet werden kann. Es wird dadurch erreicht, daß die Anschlußnieten nur auf Abscheren beansprucht werden. Geeignete Querschnitte der Vertikalstäbe sind hiefür die aus Winkel- oder doppelten ⊔-Eisen

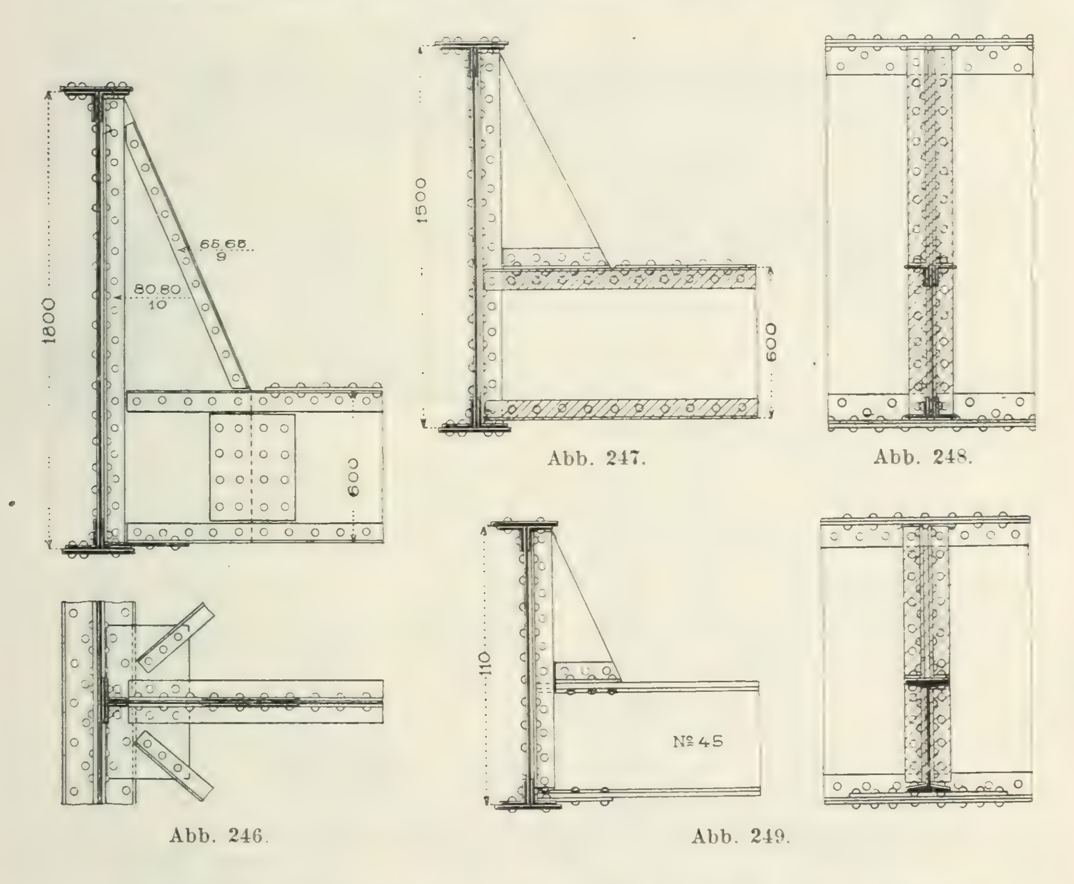


Abb. 246. Abb. 247. Abb. 248. Abb. 249.

zusammengesetzten ┤- und H-Formen ╬ ╘ ┐ ┘ ╒. Das Anschlußblech soll aber in der ganzen Breite des Stabes durchreichen und nicht etwa bloß mit einer Stabhälfte verbunden werden. Haben die H-förmigen Stäbe ein volles Wandblech, so ist dessen Stoß mit dem Anschlußblech zu verlaschen (Abb. 250). Liegt der Querträger an einer Gurtung des Hauptträgers, so wird das Anschlußblech entweder in der Höhe des Gurtsteges, beziehungsweise des daselbst liegenden Knotenbleches geschlitzt, um den Gurt ohne Unterbrechung durchzulassen (Abb. 147 *a*, 251, 252) oder es wird nur oberhalb des

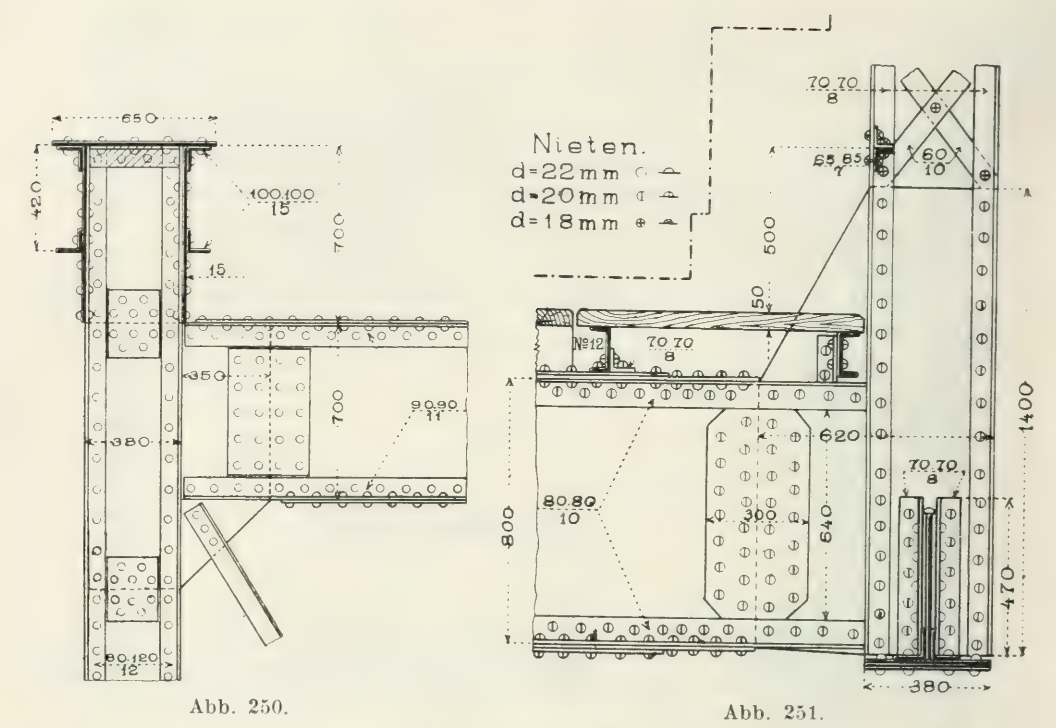


Abb. 250.

Abb. 251.

Abb. 252.

Gurtes durch den Wandstab hindurchgeführt und mit dem Wandblech des Stabes gestoßen (Abb. 253). Jedenfalls sollen bei zweiteiligen Gurtungen die beiden Gurthälften am Querträgeranschluß immer durch einen vollwandigen Quersteg verbunden werden, um sie möglichst gleichmäßig zum Tragen zu bringen. An der Innenseite sind in der Höhe des Querträgeranschlusses Winkel zu nieten, die man über die einspringende Ecke oder über das Schlitzende des Anschlußbleches hinaufführt und deren mehrmalige Kröpfung durch untergelegte Futterbleche vermieden wird.

Um diesen durch die vielschnittige Gestalt der Eckbleche etwas komplizierten Anschluß zu vereinfachen, legt man bei ausreichender

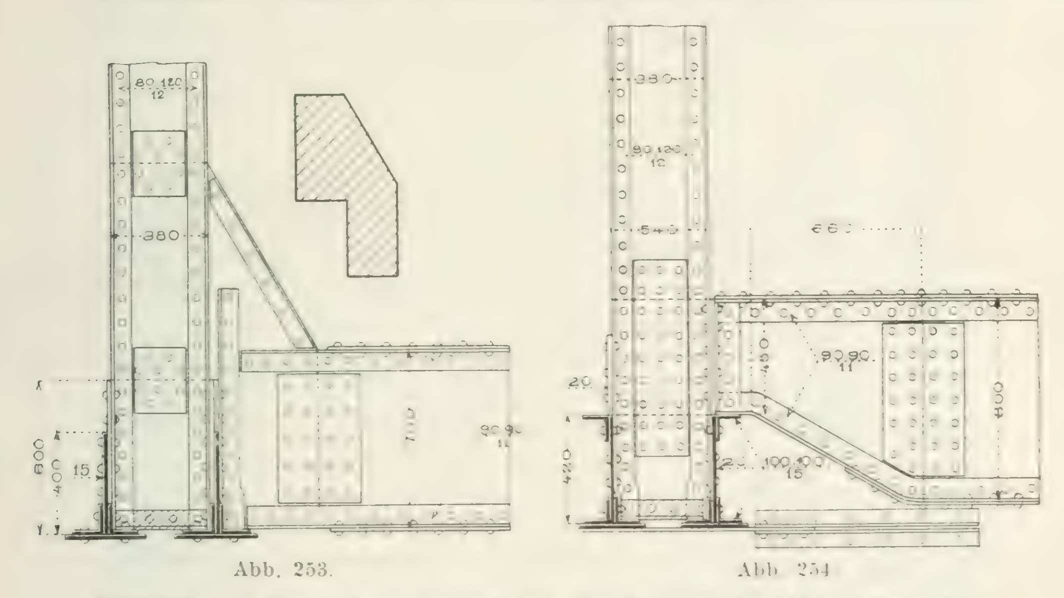


Abb. 253. Abb. 254.

Bauhöhe die Querträger gerne über die Untergurte (Abb. 158) oder verringert deren Endhöhe durch Aufbiegung des Querträgeruntergurtes (Abb. 254); allerdings ist damit eine nicht ganz unmittelbare Übertragung der in der Fahrbahn auftretenden wagrechten Kräfte auf den Windverband verbunden. Ist der Vertikalstab nicht derart gestaltet, daß der Querträgersteg eingeschoben werden kann, so muß der Anschluß durch seitlich angenietete Winkel erfolgen (Abb. 255). Die zentrische Lastübertragung auf die Hauptträger ist hier weniger gut gewährleistet; sie erfordert jedenfalls eine vollwandige Ausbildung der Vertikalstäbe und eine reichlich bemessene Zahl von Befestigungsnieten, da diese in ungünstiger Weise zum Teil auf Zug beansprucht werden.

Bei allen diesen festen Querträgeranschlüssen treten nämlich in den Anschlußstellen nicht bloß lotrechte Scherkräfte, sondern auch

Drehmomente auf. Liegt die Fahrbahn versenkt oder ganz am Untergurte und fehlt ein oberer Querverband, hat man es sonach mit einer offenen Brücke zu tun, so wird die Durchbiegung eines belasteten Querträgers für den Obergurt die Tendenz einleiten, nach innen zu knicken, wodurch am oberen Ständerende eine nach einwärts gerichtete Kraft und am Auflager des Querträgers ein positives Moment hervorgerufen wird (Abb. 256). Die Befestigung des Querträgers wird hier sonach am unteren Rande auf Zug beansprucht und es empfiehlt sich deshalb, die unteren Gurtwinkel bis an den Hauptträgergurt zu führen und mit ihm zu vernieten oder das wagrechte Anschlußblech der Windstreben dazu zu benützen, um Querträger und Hauptträgergurt zu verbinden (Abb. 246, 255). Anderseits sind die Ständer möglichst steif zu halten, um dem Druckgurt gegen

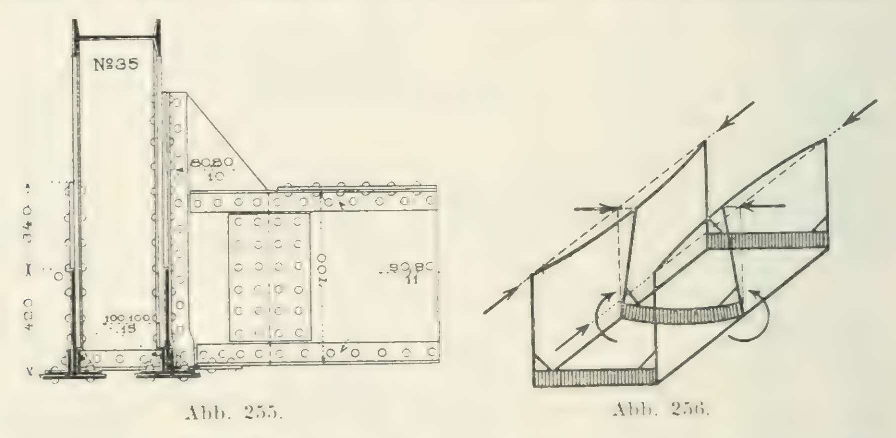


Abb. 255. Abb. 256.

das Ausknicken eine Stütze zu bieten; man wird daher den Querträgeranschluß nach oben durch eine entsprechend hochgeführte Eckaussteifung verstärken.

Ist ein oberer Querverband vorhanden, so tritt bei einer Durchbiegung der belasteten Querträger auch eine Biegung der mit ihnen festverbundenen Wandstäbe auf (Abb. 257). Im Anschlusse des Querträgers entsteht ein Einspannungsmoment, das um so größer ist, je steifer die Wandstäbe sind. Setzt man gelenkigen Anschluß des oberen Querriegels voraus und bezeichnet J_1 das konstant angenommene Trägheitsmoment eines Wandständers, J_2 das konstant gesetzte Trägheitsmoment des Querträgers, ferner M_0 das Mittel aus den beiderseitigen unter der Belastung für eine vollkommene, wagrechte

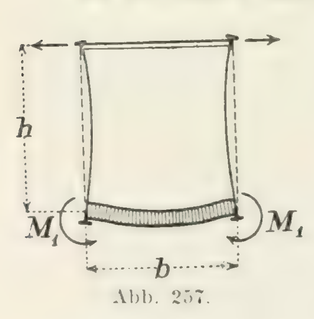


Abb. 257.

Einspannung auftretenden Einspannungsmomenten, $M_0 = \frac{1}{b}\int_0^b \mathfrak{M}\, d\,x$, so ergibt sich leicht

$$M_1 = \frac{1}{1 - \frac{2}{3}\frac{h}{b}\frac{J_2}{J_1}} M_0 \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 68)$$

Dieses Moment wirkt wohl günstig für den Querträger, da es die positiven Biegungsmomente gegenüber der freien Auflagerung vermindert, es hat aber wieder zur Folge, daß im oberen Teile des Querträgeranschlusses Zugkräfte auftreten. Ungefähre Grenzwerte von M_1 werden etwa erhalten

für $h_{\min} = 6\,m$, $b_{\max} = 12\,m$,
$J_2 : J_1$ zwischen 30 und 50
oder für $h = 10\,m$, $b = 4\,m$,
$J_2 : J_1$ zwischen 5 und 10

mit $M_1 = 0{\cdot}06$ bis $0{\cdot}1\, M_0$.

Hienach erreicht das Einspannungsmoment M_1 immer nur einen kleinen Wert, häufig noch weniger als 6% von dem Momente bei vollkommener Einspannung. Für den Querträger wird daher die feste Verbindung keinen nennenswerten Unterschied in den Biegungsmomenten gegenüber der freien Auflagerung bewirken, dagegen kann die dadurch in den Wandstäben hervorgerufene Biegungsbeanspruchung immerhin eine Berücksichtigung verlangen. Eine Eckaussteifung im Querträgeranschlusse ist hier nicht notwendig; man führt das Anschlußblech auch nur so hoch, als es konstruktive Rücksichten und die Unterbringung der notwendigen Anzahl Befestigungsnieten erfordern. Letztere ist aus dem größten Auflagerdruck des Querträgers und dem oben bestimmten Momente M_1 nach Formel 21 (S. 105) zu berechnen. Natürlich ist auch die Stoßdeckung zwischen Querträgersteg und Eckblech nach der in dieser Formel ausgedrückten Regel auszubilden.

Bei oben offenen Brücken mit versenkter Fahrbahn ist, wie oben bemerkt wurde, eine Einspannungswirkung für die Querträger nicht anzunehmen, da eine solche nur durch den geringen Verdrehungswiderstand der Hauptträger hervorgerufen werden könnte und bei Knicktendenz des Obergurtes sich das Einspannungsmoment sogar in umgekehrter Richtung, d. i. die positiven Biegungsmomente vergrößernd, geltend machen würde. Wir berechnen daher die Querträger im allgemeinen als frei aufliegend.

Eine Verminderung der Biegungsmomente im Querträger tritt aber dann ein, wenn die Hauptträger unterhalb der Querträger durch Zugriegel verbunden werden (Abb. 258). Bezeichnet

J_2 das konstant angenommene Trägheitsmoment des Querträgers,
J_1 ein mittleres Trägheitsmoment des Wandstabes in der Höhe h,

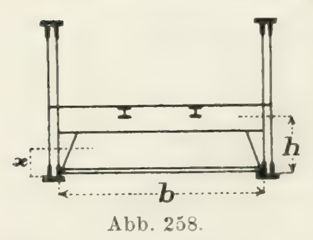


Abb. 258.

das sich aus $\frac{1}{J_1} = \frac{3}{h^3}\int\limits_0^h \frac{x^2}{J}\,d\,x$ rechnet.

F die Querschnittsfläche des Zugriegels, so erhält man, wenn wieder wie oben M_0 das Moment für horizontale Einspannung ist, für das Einspannungsmoment des Querträgers

$$M_1 = \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\,\frac{h}{b}\,\frac{J_2}{J_1} + \frac{J_2}{F h^2}}\,M_0 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 69)$$

und die Kraft im Riegel $H = \frac{M_1}{h}$.

Hier kann aber M_1 beträchtlich größer werden als in dem vorher behandelten Falle einer geschlossenen Brücke mit oberem Querriegel, da h klein und J_1 durch Eckaussteifung groß gemacht werden kann. Setzt man beispielsweise $\frac{h}{b} = \frac{1}{5}$, $\frac{J_2}{J_1} = 5$, $\frac{J_2}{F h^2} = \frac{1}{3}$, so wird $M_1 = \frac{1}{2}\,M_0$, d. i. halb so groß wie das Moment bei vollkommener Einspannung. Es kann sonach durch diese Anordnung eine merkliche Entlastung des Querträgers erzielt werden. Allerdings ist dabei vorauszusetzen, daß der Querriegel nicht schlaff, sondern in Spannung eingesetzt wird.

c) Gelenkige Auflagerung der Querträger bei tief liegender Fahrbahn. Nach dem oben Gesagten hat der feste Querträgeranschluß bei geschlossenen Brücken immer Biegungsbeanspruchungen der Wandglieder und eine Torsion der Gurte zur Folge, ohne gleichzeitig eine nennenswerte Verminderung der auf den Querträger einwirkenden Biegungsmomente herbeizuführen. Auch ist eine zentrische Lastübertragung auf die Hauptträger damit nur unvollkommen zu erreichen, die Innenseite der Hauptträgerwand wird besonders bei doppelstegigen Gurten immer etwas stärker belastet. Trotzdem bildet aber der feste Anschluß die Regel, da er zur Erhöhung der Quersteifigkeit des Brückentragwerkes in erwünschter Weise beiträgt. Dort aber, wo die seitliche Stabilität der Hauptträger in anderer Weise gesichert ist, kann auch eine freie gelenkige Auflagerung der Querträger auf die Untergurte der Hauptträger durchgeführt werden. Sie bietet den Vorteil, daß alle erwähnten Nebenspannungen in den

Hauptträgerwänden hinwegfallen und daß deren vollkommen zentrische Belastung erzielt wird. Die gelenkige Auflagerung wird mittels kleiner Kipplager bewerkstelligt, die in die Knotenpunkte des Untergurtes oder bei höher liegenden Querträgern in die lotrechten Wandstäbe eingebaut werden. Es können Zapfenkipplager oder Linienkipplager (Tangentiallager, ähnlich wie in Abb. 241—243) angewendet werden mit entsprechenden Sicherungen gegen Längs- und Querverschiebung.

Die gelenkige Querträgerauflagerung ist besonders bei mehreren großen holländischen Brücken (Brücke über die Merwede bei Dortrecht, Rheinbrücke bei Rhenen, Abb. 259, Maasbrücke bei Heumen u. a.) zur Ausführung gekommen und sie wurde auch bei vielen neueren Brückenbauten in Rußland (Wolgabrücke bei Twer, Belayabrücke, Brücken der Moskauer Ringbahn Abb. 260 u. a.) bevorzugt. Andere

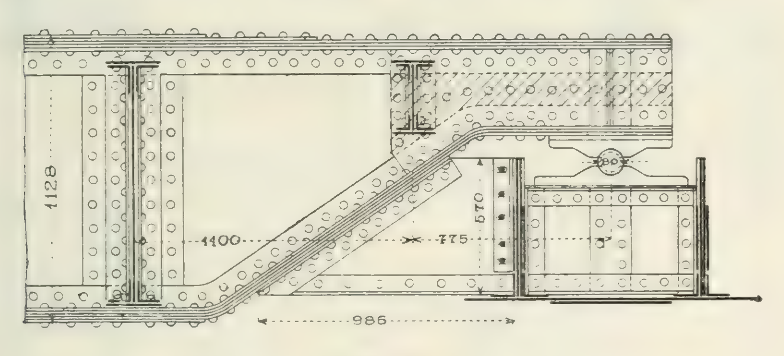


Abb. 259.

Beispiele sind die Tolbiacbrücke in Paris (Abb. 261), Brücken der Jura-Simplonbahn, in Deutschland die Saarbrücke bei Saarburg, der Entwurf der Nürnberger Maschinenbaufabrik für die Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Worms u. a.

Bei den russischen Brücken sind die lotrechten Wandstäbe der Hauptträger aus vier durch Gitterwerk verbundene Winkeleisen gebildet, die soweit auseinander gerückt sind, daß der Querträger dazwischen eingeführt und auf ein, die beiden Stege des Untergurtes verbindendes Querstück gelagert werden kann (Abb. 260). Man könnte die kastenförmige Ausbildung des Stabes aber auch nur auf die Höhe des Querträgers beschränken und ihn im oberen Teile mit dem üblichen I-Querschnitt ausführen (Entwurf der Wormser Rheinbrücke). Bei der Tolbiacbrücke fehlen die lotrechten Ausfachungsstäbe und es ist der Querträger durch einen Ausschnitt des Knotenbleches gesteckt (Abb. 261).

Die in der Fahrbahnebene auftretenden wagrechten Seitenkräfte sind auf den zwischen den Hauptträgern angebrachten Windverband entweder in den Lagern der Querträger oder durch Kontakt der Querträger mit den Hauptträgeruntergurten (Abb. 259) zu über-

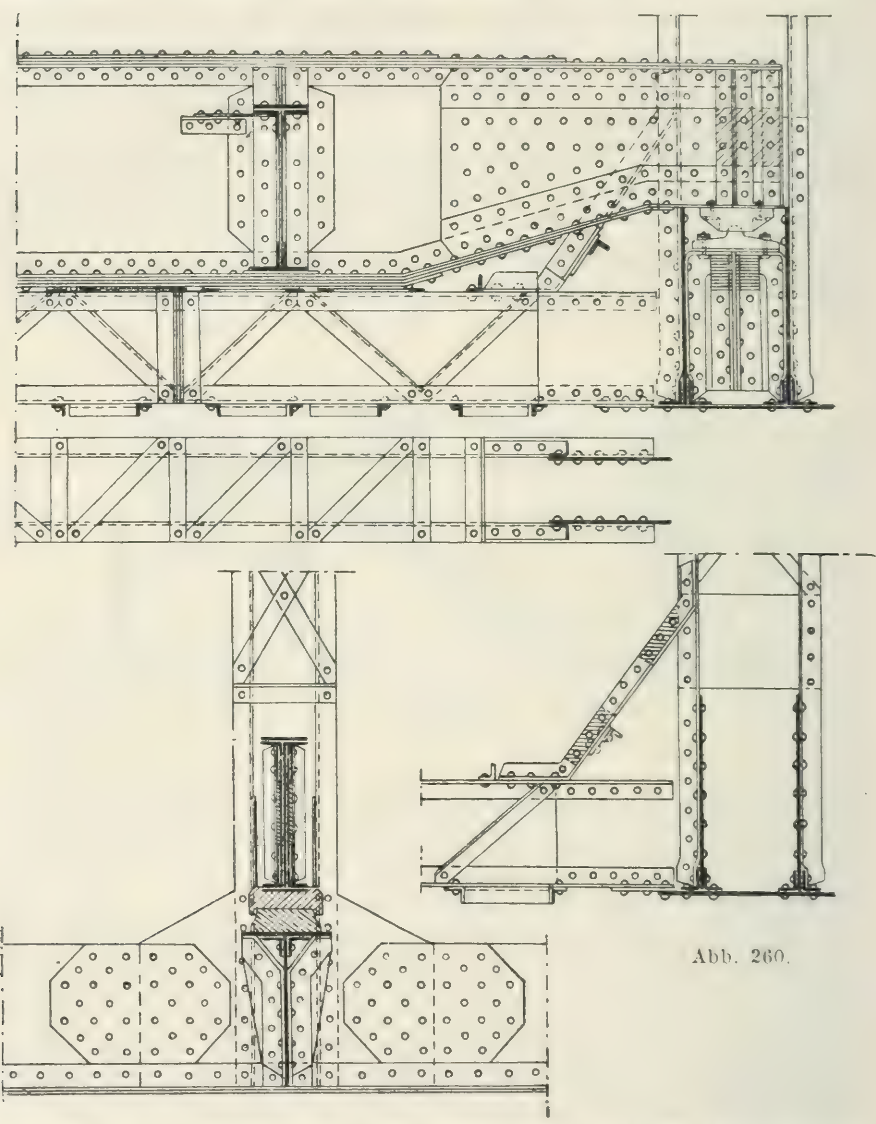


Abb. 260.

tragen. Die Seitenabsteifung des Tragwerkes verlangt aber zumeist auch eine Verbindung der Gurtungen, an denen die Querträger liegen, durch besondere, fest angeschlossene Querriegel und es ist eine solche Verbindung bei den offenen Brücken mit fehlendem oberen Querverbande unbedingt erforderlich, da hier die Stabilität

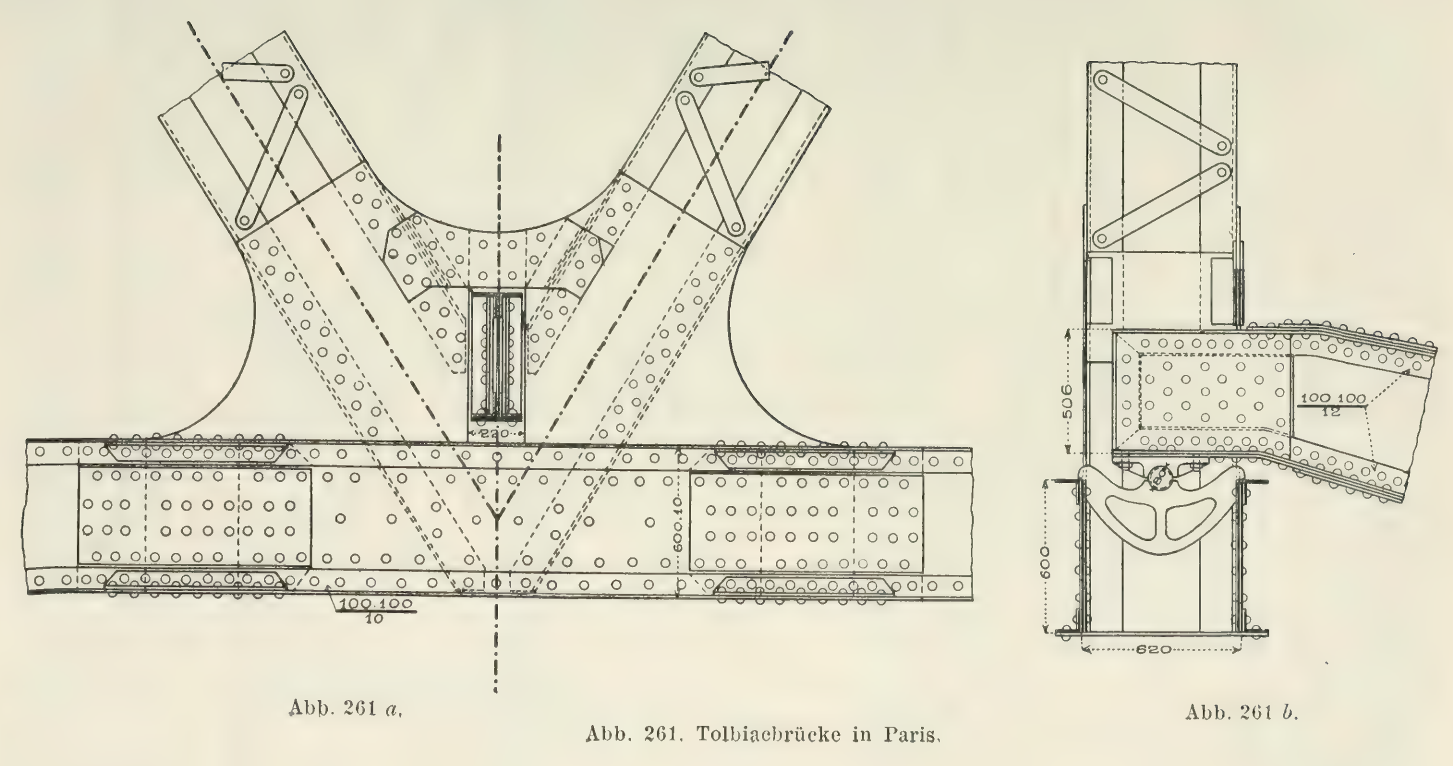


Abb. 261 *a*.

Abb. 261 *b*.

Abb. 261. Tolbiacbrücke in Paris.

der Tragwände nur durch Bildung steifer Halbrahmen zu sichern ist. Man ordnet doppelte Querriegel beiderseits der Querträger an, die durch Eckaussteifung mit den Wandstäben in Verbindung stehen (Abb. 260). Da bei beschränkter Bauhöhe die Querträger aber zwischen diese Querriegel hinabreichen, so müssen letztere gitterförmig ausgebildet werden, um die Längsträger hindurchzulassen. Die absteifende Wirkung für die Hauptträger ist dadurch, um so mehr, als die Riegel nicht gleich den Querträgern eine Längsaussteifung durch die Fahrbahnträger erhalten können, eine verminderte und nachdem mit dieser Anordnung auch ein nicht unbeträchtlicher Mehraufwand an Material und Arbeit verbunden ist, so ist für offene Brücken der feste Querträgeranschluß entschieden vorzuziehen und die gelenkige Auflagerung auf geschlossene Brücken zu beschränken.

Der gelenkige Anschluß ist auch bei angehängten Fahrbahnen in mehr oder minder vollkommener Weise zur Ausführung gebracht worden. So zeigen die älteren amerikanischen Fachwerksbrücken mit Bolzenknoten durchwegs Querträger, die an die Knotenpunktbolzen mittels sie umgreifender Bügel angehängt sind. Diese in bezug auf die wagrechte Absteifung allerdings sehr mangelhafte Konstruktion wird aber jetzt allgemein nach europäischem Muster durch den festen Nietanschluß der Querträger an die lotrechten Pfosten der Ausfachung ersetzt. Dagegen finden wir neuere Ausführungen von gelenkig angehängten Querträgern bei deutschen Brücken, besonders bei dem vielfach angewandten System der Bogenbrücken mit Zugband (Abb. 262). Hier sind die Querträger an Hängestangen angeschlossen und es läßt sich wieder durch gelenkige Verbindung die Übertragung von Biegungsspannungen auf letztere verhindern. Um aber auch die Fahrbahnträger von den Spannungen des Zugbandes frei zu halten und durch dessen Dehnungen nicht jene Wirkungen hervorzurufen, wie sie oben durch die Abb. 216 bis 219 veranschaulicht sind, hat man das Zugband mit den Hängestangen und Querträgern nicht fest verbunden, sondern nur in einen losen Zusammenhang gebracht. Es entsteht dadurch die sogenannte „Freischwebende Fahrbahntafel", die zuerst von der Gesellschaft Harkort, 1895 bei ihrem Entwurf für die Bonner Rheinbrücke in Vorschlag gebracht und 1900 bei der Eisenbahnbrücke bei Worms verwirklicht wurde. Weitere Anwendungen zeigen die Straßenbrücke über die Mosel bei Trarbach, die zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mainz (1904) u. a.

Bei der Eisenbahnbrücke zu Worms, auf welche sich die Abb. 262 bis 265 beziehen, sind die Querträger in dem mit beider-

seitigen Futterblechen verstärkten Stege mittels Gelenkbolzen an zwei Flacheisen gehängt, die die Fortsetzung der Hängestangen bilden und durch Schlitze in den wagrechten Schenkeln der Obergurtwinkel des Querträgers hindurchgehen. Das Zugband hängt bloß

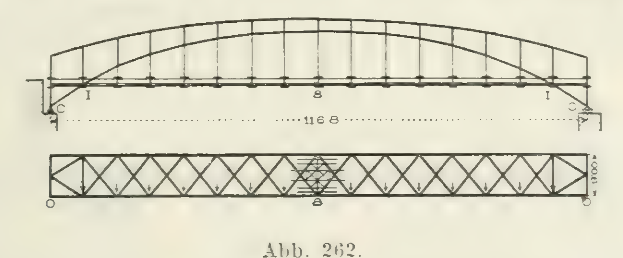


Abb. 262.

pendelnd an einem Lagerkörper, der durch zwei über die Muttern der Gelenkbolzen geführte Bügel am Untergurt der Querträger festgehalten wird. Das aus Quer- und Längsträgern bestehende Fahrbahngerippe ist derart nur durch die frei endigenden Hängestangen

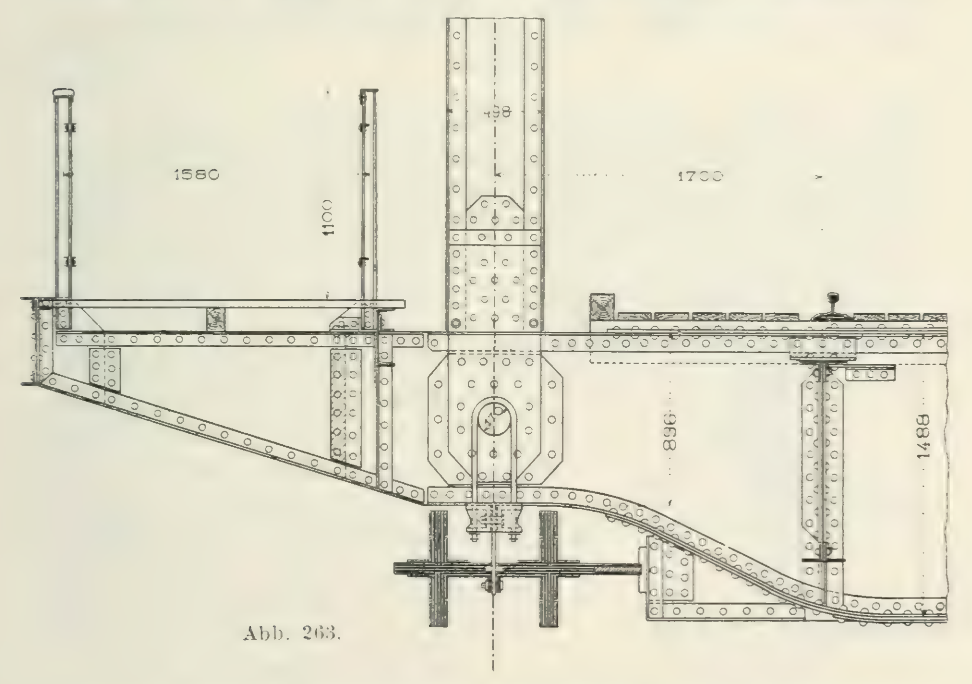


Abb. 263.

mit dem Tragwerk der Brücke in Verbindung, so daß die Längenänderungen des Zugbandes darauf nicht übertragen werden. Dabei ist aber eine Verschiebung der Fahrbahntafel sowohl in der Querrichtung infolge der wagrechten Seitenkräfte als auch in der Längsrichtung infolge der Bremskräfte unmöglich gemacht. Die Quer-

verschiebung wird dadurch verhindert, daß sich die Querträger mit senkrechten Kontaktflächen an die Knotenbleche des zwischen den Zugbändern angebrachten Windverbandes legen, ohne mit ihnen verbunden zu sein; die Festlegung der an den Hängestangen pendelnden Fahrbahn in der Längsrichtung geschieht am mittelsten Querträger, der beiderseits mit dem Zugband der Hauptträger in

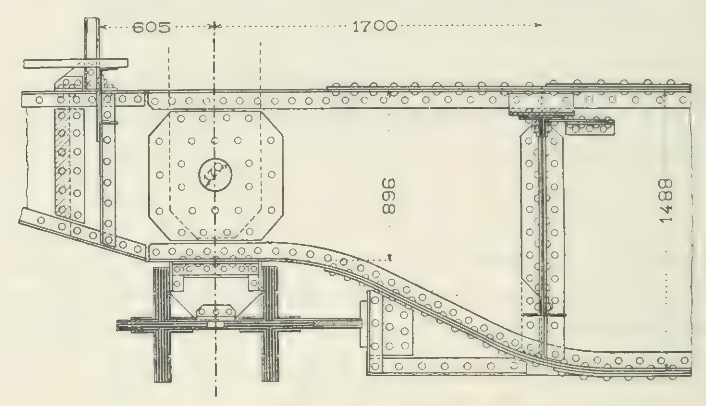


Abb. 264.

feste Verbindung gebracht und als Bremsträger ausgebildet ist (Abb. 264); ebenso sind die in den Knotenpunkten 1 und 1′ (Abb. 262) liegenden Querträger mit den Hauptträgern fest verbunden, wogegen die Längsträger der Fahrbahn an den Enden des eingehängten Teiles in den Knotenpunkten 1 und 1′ längsbeweglich angeschlossen sind (Abb. 265).

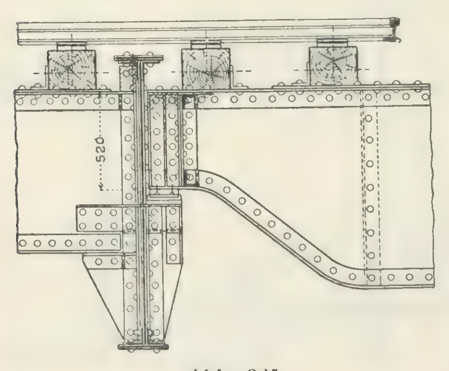


Abb. 265.

Natürlich setzt die gelenkige Anhängung der Querträger das Vorhandensein eines oberen Windverbandes voraus. Fehlt dieser oder reicht er nicht bis ans Trägerende, so sind in dem offenen Teile die Querträger mit den Hängestangen durch feste Vernietung zu steifen Halbrahmen zu vereinigen.

Es ist noch zu beachten, daß die Hängestangen, die an den Bogen fest angeschlossen, während gleichzeitig ihre unteren Enden durch die Fahrbahn in der Längsrichtung der Brücke festgehalten sind, durch die Formänderung des Bogens Biegungsbeanspruchungen in der Trägerebene erleiden, die bei den von der Mitte am weitesten

abstehenden kurzen Hängestangen am größten sind. Man hat daher bei großen Stützweiten die kurzen Hängestangen auch durch Blattgelenke oder Bolzengelenke an den Bogen nach dessen Längsachse beweglich angeschlossen. Statt dessen könnte man aber auch das Fahrbahnträgergerippe nicht an den Endquerträgern sondern in der Brückenmitte unterbrechen und die Längskräfte durch an den beiden Enden angeordnete Bremsträger aufnehmen.

Die freischwebende Fahrbahn bietet übrigens aber nicht die einzige Möglichkeit, um Zwängspannungen zwischen den Hauptträgern und der Fahrbahn zu vermeiden oder wenigstens herabzumindern; man kann vielmehr auch beim Bogen mit Zugband den Fahrbahnanschluß in gleicher Weise wie bei den Balkenfachwerksträgern mit festem Anschluß der lotrechten Stäbe an den Zuggurt durchführen, wenn nur nach den auf S. 223 entwickelten Grundsätzen dafür gesorgt wird, daß durch Unterbrechung des Fahrbahnträgergerippes an mehreren Stellen in letzteres keine zu großen Längskräfte eingetragen werden. Es ist diese Anordnung neuerdings wieder bei der von der Gesellschaft Harkort nach dem System des Bogenträgers mit Zugband erbauten Nordbrücke in Köln zur Ausführung gebracht worden.

Die Berechnung der Querträger erfolgt auch bei festem Anschluß unter Annahme freier Auflagerung, da nach dem oben darüber Gesagten die Einspannungswirkung, die bei geschlossenen Brücken auftritt, wegen des geringen Biegungswiderstandes der Wandglieder nur eine geringe ist. Ausnahmen ergeben sich bei den durch Abb. 238 oder 258 dargestellten Anordnungen. Als Belastung sind für einen Querträger nebst seinem Eigengewichte und dem Gewichte des von ihm unmittelbar getragenen Fahrbahnstreifens die größten Drücke der an ihn angeschlossenen Fahrbahnlängsträger einzuführen.

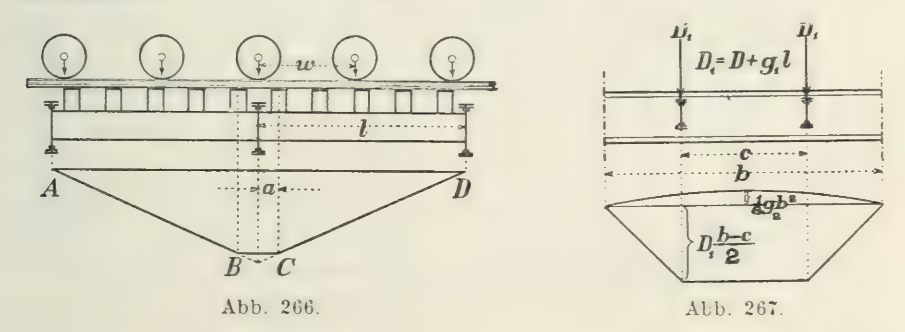


Abb. 266. Abb. 267.

Bei einer Eisenbahnbrücke ohne Schotterbettung ist die Einflußlinie des Druckes der Schwellenträger durch $ABCD$, Abb. 266,

bestimmt. Man stelle eine mittlere Lokomotivachse über den Querträger und berechne den Druck nach $D = G\frac{l-a}{l} - \Sigma G\frac{l-x}{l}$.

Hiezu kommt noch der Druck vom Gewichte des Oberbaues, der Bedielung und der Schwellenträger. Bezeichnet man dieses Ge-

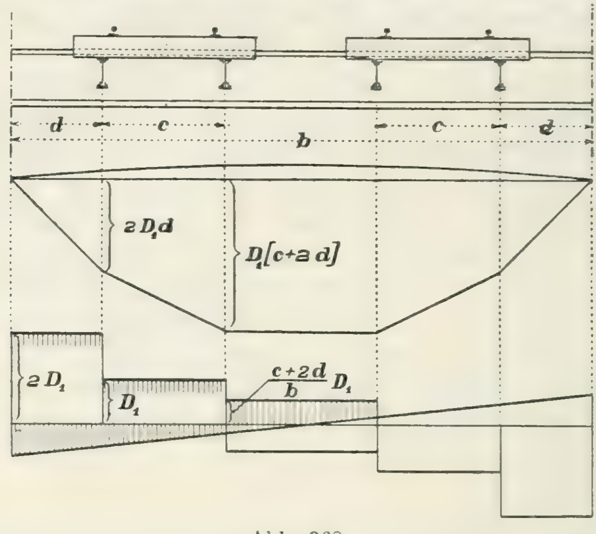


Abb. 268.

wicht pro Meter eines Längsträgers mit g_1, so wird der in den Längsträgeranschlüssen übertragene größte Druck $D_1 = D + g_1 l$.

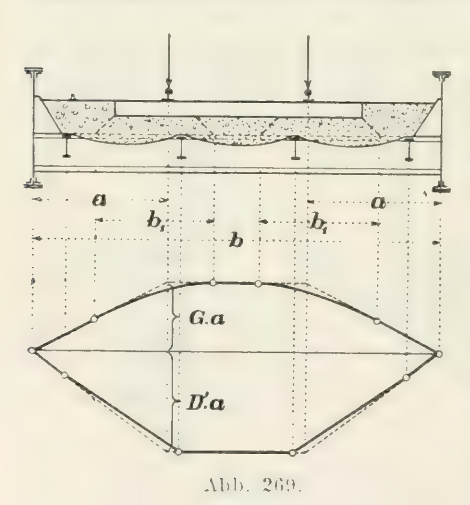


Abb. 269.

Zu den für diese Einzelkräfte berechneten Momenten am Querträger treten noch die Momente infolge seines eigenen Gewichtes g_2 pro 1 m. Für eine eingleisige Brücke mit symmetrisch liegenden Schwellenträgern sind die Momente durch Abb. 267, für eine zweigleisige Brücke durch Abb. 268 dargestellt. Die Querkraft wird in der Mitte des eingleisigen Trägers Null, bei der zweigleisigen Brücke ergibt sie sich bei Belastung bloß eines Gleises mit $= \frac{c+2d}{b} D$.

Ist das Schotterbett über die Brücke geführt, so berechne man zunächst wieder den auf einen Querträger entfallenden größten Druck

der Achsen für die gleiche Laststellung wie oben mit $D = G + \Sigma G \frac{l - w}{l}$. Hievon ist der Raddruck G der über dem Querträger stehenden Achse unter der Schiene wirksam anzunehmen, wobei aber mit einer Verteilung durch Querschwelle und Bettung auf etwa $b_1 = 1·3$ bis 1·5 m Breite gerechnet werden kann. Der Druck der seitlich stehenden Achsen $D' = \Sigma G \frac{l - w}{l}$ überträgt sich durch die Längsträger und kann der auf jeden Längsträger entfallende Anteil unter der Annahme bestimmt werden, daß die Fahrbahntafel nicht durchgehend, sondern an den Längsträgern unterbrochen ist. Damit ergibt sich die aus Abb. 269 ersichtliche Darstellung der Momente der Verkehrsbelastung, welchen noch jene der Eigengewichtslast hinzuzufügen sind.

Bei den Querträgern der Straßenbrücken bestimme man die größten Momente in den Querschnitten, wo die Längsträger anschließen. Man hat dabei die Fahrbahn mit Wagenreihen so zu besetzen und die Wagen so zu stellen, daß eine Achse über den Querträger und, wenn möglich, ein Rad über den betreffenden Querschnitt zu stehen kommt. Auf den leer bleibenden Fahrbahnflächen ist Menschengedränge anzunehmen. Die Momente berechnet man am besten mit Hilfe der Ordinaten η und η_1 der Einflußlinien EDF (Abbild. 270) für den Druck auf den Querträger und $A_1 C_1 B_1$ für das Moment in C[1]. Es ist nämlich für irgend eine der Einzellasten G das Moment in $C..M = G \eta \eta_1$.

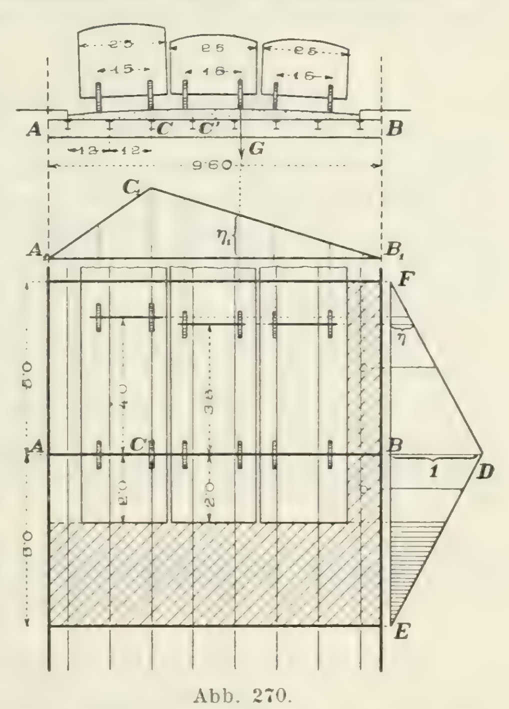


Abb. 270.

Beispiel. Für die in Abb. 270 dargestellte Fahrbahn einer Straßenbrücke wurde eine Belastung mit einem 20 t schweren Wagen von 4 m Radstand und im übrigen mit 12 t schweren Wagen von 3·8 m Radstand angenommen. Die gezeichnete Wagenaufstellung gibt das größte Moment im Querschnitt C des Querträgers AB. Man entnimmt den Einflußlinien folgende Ordinatenwerte:

[1]) Friedr. Hartmann, „Zeitschrift des Österr. Ingenieur- und Architektenvereins", 1901, S. 165.

$G =$	5	5	3	3	3	3
$\eta =$	1	1	1	1	1	1
$\eta =$	0·2	0·2	0·24	0·24	0·24	0·24
$\eta_1 =$	1·3125	2·625	2·2471	1·6108	1·2528	0·6165

womit sich das Moment der Radlasten berechnet mit

$$M = 5\,(1{\cdot}3125 + 2{\cdot}625)\,1{\cdot}2 + 3\,(2{\cdot}2471 + 1{\cdot}6108 + 1{\cdot}2528 + 0{\cdot}6165)\,.\,1{\cdot}24 = 44{\cdot}930\ tm.$$

Das hinter den Wagen anzunehmende Menschengedränge von 460 kg/m^2 gibt auf den Querträger einen Druck von $0{\cdot}9\,.\,460 = 414\ kg$ pro 1 m, sohin ein Moment in C von $\frac{1}{2}\,0{\cdot}414\,.\,3\,.\,6{\cdot}6 = 4{\cdot}099\ tm$. Die Menschenbelastung in den schmalen Streifen seitlich der Wagen kann außer Betracht bleiben. Es wird sohin das größte Moment der Verkehrslasten in C

$$M = 44{\cdot}930 + 4{\cdot}099 = 49{\cdot}029\ tm.$$

Hiezu kommt noch das Moment der Eigengewichtslast, welches sich in bekannter Weise berechnet.

Um das größte Moment am nächsten Längsträgeranschluß C' zu erhalten, hätte man den 20 t Wagen in die mittlere Reihe und ein Rad desselben über C' zu stellen.

Sind außerhalb der Hauptträger auf Konsolen liegende Fußwege angeordnet, so sind diese für die Berechnung der Querträger als unbelastet anzunehmen, und es ist nur das kleine, vom Eigengewichte der Fußwege herrührende Stützenmoment von den positiven Querträgermomenten in Abzug zu bringen. Die Konsolen und das Moment im Querträgeranschluß sind natürlich für Vollbelastung des Fußweges zu berechnen.

Bei Überführung einer Straßenbahn sind auf deren Gleis die schwersten Fahrbetriebsmittel der Bahn und auf der übrigen Fahrbahnfläche Wagen und Menschengedränge anzunehmen. Die Austeilung der Längsträger ist der Gleislage anzupassen; unter dem Gleis können stärkere Längsträger erforderlich werden.

§ 21. Gewicht der Fahrbahnträger und günstigste Querträgerentfernung.

Bezeichnet M das auf einen Träger einwirkende größte Moment,
s die zulässige Inanspruchnahme,
g das metrische Gewicht des Trägers in kg,

so kann man setzen:

für Walzträger $g = 17 + 0{\cdot}06\,\frac{M}{s}$, wenn die Trägerhöhe $h \leq 35\ cm$,

$g = 36 + 0{\cdot}04\,\frac{M}{s}$, „ „ „ $h > 35\ cm$

oder mit $s = 750\ kg/cm^2$ und M in tm

$$g = 17 + 8\,M, \quad \text{wenn } h < 35\,cm \text{ oder } M < 8\,tm$$
$$g = 36 + 5{\cdot}3\,M, \quad \text{„} \quad h > 35\,cm \quad \text{„} \quad M > 8\,tm$$

Für Blechträger mit der Trägerhöhe $h = \frac{1}{10}\,l$ wurde (S. 130) die Formel gegeben

$$g = 9\,l + 18\,\frac{M}{l}$$

Für Träger mit größerem Höhenverhältnis ($h = \frac{1}{7}\,l$ bis $\frac{1}{8}\,l$) und geringerer Veränderlichkeit der Gurtquerschnittsflächen ist mit besserer Annäherung zu setzen

$$g = 12\,l + 16\,\frac{M}{l}.$$

a) Eisenbahnbrücken ohne Durchführung der Bettung.

Es bezeichnet a die Querträgerentfernung,
b den Achsabstand der Hauptträger,
c den Abstand der Schwellenträger eines Gleises,
w den Abstand der Gleisachsen bei zweigleisigen Brücken.

Schwellenträger. Unter Zugrundelegung der durch die österreichische Brückenverordnung vorgeschriebenen Belastung für Hauptbahnen läßt sich das größte Moment in tm innerhalb der Spannweiten von 2 bis 6 m ziemlich gut ausdrücken durch

$$2\,a + 1{\cdot}3\,a^2.$$ [1]

Das Gewicht der Fahrbahn (Schienen, Schwellen und Bohlenbelag) beträgt pro Meter Gleis 500 bis 600 kg, demnach wird das davon herrührende Moment im Mittel $\frac{1}{8}\,0{\cdot}56\,a^2 = 0{\cdot}07\,a^2$, das Gesamtmoment sonach $2\,a + 1{\cdot}37\,a^2$ und es entfällt auf einen Schwellenträger

$$M = a + 0{\cdot}685\,a^2.$$

Es rechnet sich damit das metrische Gewicht

für einen Blechträger $\quad g_1 = 16 + 23\,a$

---

[1]) Für die neuen verstärkten Belastungsannahmen (6achsige Lokomotive mit je 20 t Achslast in 1·5 m Abstand) werden innerhalb der Stützweiten von 2 bis 6 m die Momente nicht wesentlich vergrößert. Sie folgen ungefähr der Gleichung $\frac{1}{3}\,(7\,a + 4\,a^2)$.

für einen Walzträger
$$\begin{cases} g_1 = 17 - 8\,a + 5{\cdot}48\,a^2, & \text{wenn } M < 8\,tm \text{ oder } a < 2{\cdot}8\,m \\ g_1 = 36 - 5{\cdot}3\,a + 3{\cdot}65\,a^2, & \text{wenn } M > 8\,tm \text{ oder } a > 2{\cdot}8\,m \\ \text{durchschnittlich } g_1 = 29\,a. \end{cases}$$

Querträger. Ist D der von den Längsträgern übertragene Druck, so wird für die eingleisige Brücke das größte Moment am Querträger

$$M = \frac{1}{2}\,D\,(b - c).$$

Für die Belastung durch die Lokomotive des österreichischen Belastungszuges (3 Achsen mit 8, 10, 8 t Raddruck oder 5 Achsen mit je 8 t Raddruck in 1·4 m Abstand) kann man mit guter Annäherung setzen $D = 8 + 3{\cdot}8\,a$, wozu noch vom Eigengewicht der Fahrbahn etwa $0{\cdot}4\,a$ zu rechnen ist, so daß man hat

$$D = 8 + 4{\cdot}2\,a$$

Damit ergibt sich nach der Formel $g = 12\,b + 16\,\frac{M}{b}$ für den Blechträger das metrische Gewicht des Querträgers einer eingleisigen Brücke

$$g_2 = \frac{8\,(8 + 4{\cdot}2\,a)\,(b - c)}{b} + 12\,b \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 70)$$

Für den Querträger der zweigleisigen Brücke ist

$$M = D\,(b - w)$$

sonach das metrische Gewicht

$$g_2 = \frac{16\,(8 + 4{\cdot}2\,a)\,(b - w)}{b} + 12\,b \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 71)$$

Das gesamte Gewicht der Fahrbahnträger pro Meter Brückenlänge wird sonach

für die eingleisige Brücke $g = 2\,g_1 + g_2\,\frac{b}{a}$

„ „ zweigleisige „ $g = 4\,g_1 + g_2\,\frac{b}{a}$

Mit Einsetzung der obigen Gewichtsformeln erhält man:

eingleisige Brücke $g = 32 + 46\,a + \frac{8\,(8 + 4{\cdot}2\,a)\,(b - c)}{a} + 12\,\frac{b^2}{a}$. 72)

zweigleisige „ $g = 64 + 92\,a + \frac{16\,(8 + 4{\cdot}2\,a)\,(b - w)}{a} + 12\,\frac{b^2}{a}$. 73)

Der dem Kleinstwert dieses Gewichtes entsprechende Querträgerabstand a rechnet sich hieraus

für die eingleisige Brücke mit $a = \sqrt{1{\cdot}4\,(b - c) - 0{\cdot}26\,b^2}$. 74)

„ „ zweigleisige „ „ $a = \sqrt{1{\cdot}4\,(b - w) - 0{\cdot}13\,b^2}$. 75)

Nach diesen Gleichungen sind für einen Schwellenträgerabstand $c = 1{\cdot}8\,m$ und einen Gleisabstand $w = 3{\cdot}5\,m$ die günstigsten Feldweiten und die zugehörigen Gewichte des Fahrbahnträgergerippes nachstehend berechnet.

Eingleisige Brücke.

$b = 3{\cdot}0$	3·5	4·0	4·5	5·0 m
$a = 2{\cdot}00$	2·36	2·70	3·00	3·31 m
$g = 256$	306	353	399	444 kg

Zweigleisige Brücke.

$b = 6{\cdot}5$	7·0	7·5	8·0	8·5 m
$a = 3{\cdot}11$	3·36	3·60	3·82	4·05 m
$g = 838$	917	995	1069	1145 kg

Die Kleinstgewichte des Fahrbahnträgergerippes pro Meter Brückenlänge folgen hienach ungefähr der Formel

für eingleisige Brücken $g = 95\,b - 25$ . . . . 76)

„ zweigleisige „ $g = 150\,b - 130$ . . . . 77)

Es haben aber auch selbst Abweichungen bis zu 1 m von der berechneten günstigsten Querträgerentfernung noch kein erhebliches Mehrgewicht zur Folge.

So erhält man z. B. für eingleisige Brücken

mit $b = 3\ m$ und	$a =$ 1·5	2·0	2·5	3·0 m			
	$g =$ 264	**256**	261	272 kg			
„ $b = 4\ m$ „	$a =$ 2·0	2·7	3·0	3·5	4·0 m		
	$g =$ 364	**353**	355	362	373 kg		
„ $b = 4{\cdot}5\ m$ „	$a =$ 2·0	2·5	3·0	3·5	4·0	5·0 m	
	$g =$ 422	404	**399**	403	411	436 kg	

ebenso für zweigleisige Brücken

mit $b = 8\ m$ und	$a =$ 3·0	3·5	3·82	4·0	4·5	5·0	6·0 m
	$g =$ 1090	1072	**1069**	1070	1086	1095	1142 kg

b) Eisenbahnbrücken mit Durchführung der Bettung.

Wir setzen eine Querschnittsgestaltung nach Abb. 173 oder 174 voraus mit einer Breite des Schotterkastens von 3·30 m. Bei einer mittleren Bettungshöhe von 0·4 m beträgt das Gewicht des Ober-

baues pro Meter rund 2500 *kg*. Hiezu kann noch für das Gewicht der Fahrbahntafel samt Zwischenquerträger etwa 330 *kg*, für das Gewicht der Längsträger etwa 170 *kg* gerechnet werden, so daß das Gesamtgewicht der Fahrbahn ohne Querträger mit rund 3000 *kg* pro Meter eingleisiger Brücke anzunehmen wäre.

Es bezeichnet wieder a den Querträgerabstand,
b den Achsabstand der Hauptträger.

Auf die Fahrbahnlängsträger kommt ein summarisch größtes Moment von der Verkehrslast $2a + 1{\cdot}3\,a^2$

vom Eigengewicht $\frac{1}{8}\,3\,a^2 = \quad 0{\cdot}375\,a^2$

zusammen $2a + 1{\cdot}675\,a^2$.

Wir verteilen dasselbe auf 3 Träger (bei Anordnung von 4 Trägern sind die äußeren Träger ungefähr halb so stark belastet als die mittleren Träger) und erhalten sonach für das Moment eines Trägers $M = 0{\cdot}67\,a + 0{\cdot}558\,a^2$. Damit folgt dessen Gewicht nach der Formel $g = 12\,a + 16\,\frac{M}{a}$ mit

$$g_1 = 11 + 20{\cdot}93\,a$$

und für sämtliche Längsträger $3\,g_1 = 33 + 62{\cdot}8\,a$.

Querträger. In jedem Schienenstrang wirkt ein größter Druck der Verkehrslast (siehe oben) von $D = 8 + 3{\cdot}8\,a$. Das davon hervorgerufene Moment in Trägermitte ist $\frac{1}{2}\,(8 + 3{\cdot}8\,a)\,(b - 1{\cdot}5)$. Das Moment der Fahrbahnlast $3\,.\,a$ wird $\frac{3}{4}\,a\,(b - 1{\cdot}65)$. Der Gesamtmoment sonach $M = 4\,(b - 1{\cdot}5) + a\,(2{\cdot}65\,b - 4{\cdot}09)$.

Damit rechnet sich das metrische Gewicht des Querträgers

$$g_2 = 12\,b + 16\,\frac{M}{b} = 12\,b + \frac{64\,(b - 1{\cdot}5) + 16\,a\,(2{\cdot}65\,b - 4{\cdot}09)}{b}.$$

Das Gesamtgewicht der Fahrbahnträger pro Meter Brückenlänge wird:

$$g = 3\,g_1 - g_2\,\frac{b}{a} = 62{\cdot}8\,a + 42{\cdot}4\,b - \frac{64\,(b - 1{\cdot}5)}{a} + \frac{12\,b^2}{a} - 32{\cdot}4.$$

Dem Kleinstwert entspricht eine Feldlänge

$$a = \sqrt{1{\cdot}02\,(b - 1{\cdot}5) + 0{\cdot}191\,b^2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 78)$$

Dies ergibt wieder für verschiedene Hauptträgerabstände die nachstehenden günstigen Feldweiten und Trägergewichte.

$b = 3{\cdot}5$	$4{\cdot}0$	$4{\cdot}5$	$5{\cdot}0\ m$
$a = 2{\cdot}09$	$2{\cdot}40$	$2{\cdot}63$	$2{\cdot}81\ m$
$g = 378$	439	489	$533\ kg$

Hienach läßt sich das Gewicht der Fahrbahnträger bei durchgehender Schotterbettung (ausschließlich Fahrbahntafel) für den Meter eingleisige Brücke annähernd ausdrücken durch

$$g = 40 + 100\, b\; kg \qquad \qquad 79)$$

Abweichungen von der oben berechneten günstigsten Querträgerentfernung bis zu 1 m bewirken noch keine erhebliche Gewichtsvergrößerung.

Die ausgeführten neueren Eisenbahnbrücken weisen in der Regel ein etwas größeres Fahrbahnträgergewicht aus, als vorstehend berechnet wurde. Die Vergrößerung ist durch den Baustoffaufwand in den Trägeranschlüssen und auch dadurch bedingt, daß die günstigsten Verhältnisse selten eingehalten werden können. Rechnet man auch die zwischen den Schwellenträgern anzubringende Querversteifung und Horizontalverstrebung hinzu, so wird das oben berechnete Gewicht des Fahrbahnträgergerippes für die Ausführung um etwa 20 bis 30% zu vergrößern sein.

c) Straßenbrücken.

Es bezeichnet wieder

a den Abstand der Querträger,

b den Achsabstand der Hauptträger,

c den Abstand der Fahrbahnlängsträger,

g_0 das Gewicht der Fahrbahndecke samt Fahrbahntafel und Fahrbahnlängsträger pro Quadratmeter,

G den Raddruck des schwersten in Betracht kommenden Fahrzeuges,

$D = \varkappa G$ den an jedem Rade auf einem Längsträger übertragenen Druck. Für Wagenbelastung im Mittel $\varkappa = 1{\cdot}1$, für den Druck der Straßenwalze $\varkappa = 0{\cdot}75$.

Längsträger. Größtes Moment $M = \frac{1}{4} D\, a + \frac{1}{8}\, g_0\, c\, a^2$,

Gewicht nach der Blechträgerformel

$$g_1 = 12\, a + 16 \frac{M}{a} = (12 + 2\, g_0\, c)\, a + 4\, D.$$

In der Brückenbreite b sind $\frac{b}{c}$ Längsträger, daher metrisches Gesamtgewicht der Längsträger

$$g_1 \frac{b}{c} = [(12 + 2\, g_0\, c)\, a + 4\, D]\, \frac{b}{c}\,.$$

Querträger. Als Belastung werden nebeneinanderstehende Wagen mit einer Achse über dem Querträger angenommen. Der Druck der zweiten Achse, der sich nur bei Querträgerabständen von über 3·5 m geltend machen würde, kann außer Betracht bleiben. Bei einer Wagenbreite von 2·5 m kann hiefür näherungsweise eine gleichförmig verteilte Last $p = \frac{2\,G}{2 \cdot 5} = 0 \cdot 8\, G$ gesetzt werden, wozu noch die Eigengewichtslast $g_0\, a$ kommt. Hinter den Wagen in einer Breite von $l - 2\, m$ ist Menschengedränge von 0·46 t pro Quadratmeter anzunehmen. Es entfällt davon auf den Querträger ein Druck von $0 \cdot 23 \frac{(a-2)^2}{a}$ oder angenähert $0 \cdot 04\, (a^2 - 3\, a + 2)\, t\, m$.

Das größte Moment wird sonach $\frac{1}{8}\, [0 \cdot 8\, G + g_0\, a + 0 \cdot 04\, (a^2 - 3\, a + 2)]\, b^2$ und das metrische Trägergewicht

$$g_2 = (12 \cdot 16 + 1 \cdot 6\, G + 2\, g_0\, a + 0 \cdot 08\, a^2 - 0 \cdot 24\, a)\, b.$$

Damit ergibt sich das Gesamtgewicht der Fahrbahnträger pro Meter Brückenlänge

$$g = g_1 \frac{b}{c} + g_2 \frac{b}{a} = [(12 + 2\, g_0\, c)\, a + 4\, D]\, \frac{b}{c} + [12 \cdot 16 + 1 \cdot 6\, G + $$
$$+ 2\, g_0\, a + 0 \cdot 08\, a^2 - 0 \cdot 24\, a]\, \frac{b^2}{a}$$

oder mit einer kleinen Vernachlässigung pro 1 m^2 Fahrbahnfläche

$$\frac{g}{b} = (3\, a + D)\, \frac{4}{c} + (12 \cdot 16 + 1 \cdot 6\, G)\, \frac{b}{a} + 2\, g_0\, (a + b) \quad . \quad . \quad 80)$$

Die Bedingung für den Kleinstwert liefert

$$a = \sqrt{\frac{12 \cdot 16 + 1 \cdot 6\, G}{12 + 2\, g_0\, c + 0 \cdot 08\, b\, c}\, b\, c} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 81)$$

oder mit dem Durchschnittswerte $g_0\, c = 1$ angenähert

$$a = \sqrt{(0 \cdot 86 + 0 \cdot 12\, G)\, b\, c} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 82)$$

Es kann aber wieder von dem hienach berechneten günstigsten Querträgerabstande um mehr als 1 m abgewichen werden, ohne daß sich das Gewicht des Trägergerippes erheblich vergrößert.

So erhält man beispielsweise für $b = 6\ m$, $c = 1 \cdot 2\ m$, $G = 3\ t$, $D = 1 \cdot 2\,.\,G = 3 \cdot 6\ t$, $g_0 = 0 \cdot 8\ t$ nach Formel 81) oder 82), $a = 2 \cdot 97\ m$

und $\frac{g}{b} = 90\ kg/m^2$. Wählt man dagegen $a = 4\ m$, so ergäbe sich $\frac{g}{b} = 94\ kg/m^2$ und für $a = 5\ m$ würde $\frac{g}{b} = 100\ kg/cm^2$.

Im allgemeinen kann sonach sowohl bei Eisenbahn- wie bei Straßenbrücken die Querträgerentfernung innerhalb nicht sehr enger Grenzen verschieden gewählt werden, ohne daß der Baustoffaufwand in der Fahrbahn erheblich verschieden ausfällt. Bei einem Hauptträgerabstand über 4·5 *m* können diese Grenzen zwischen 2·5 und 5 *m*, bei einem Hauptträgerabstand über 8 *m* zwischen 3 und 6 *m* angenommen werden. Sind die Hauptträger Fachwerksträger, so ist dadurch ein reichlicher Spielraum für die Wahl einer zweckmäßigen Knotenweite gegeben.

§ 22. Anordnung des Fahrbahngerippes schiefer Brücken.

Schiefe Brücken, das sind solche, bei welchen die Widerlager- oder Pfeilerfluchten nicht senkrecht zur Brückenlängsachse stehen, verursachen bauliche Schwierigkeiten und höhere Kosten und werden deshalb nach Möglichkeit vermieden. Eisenbahnbrücken mit schiefem

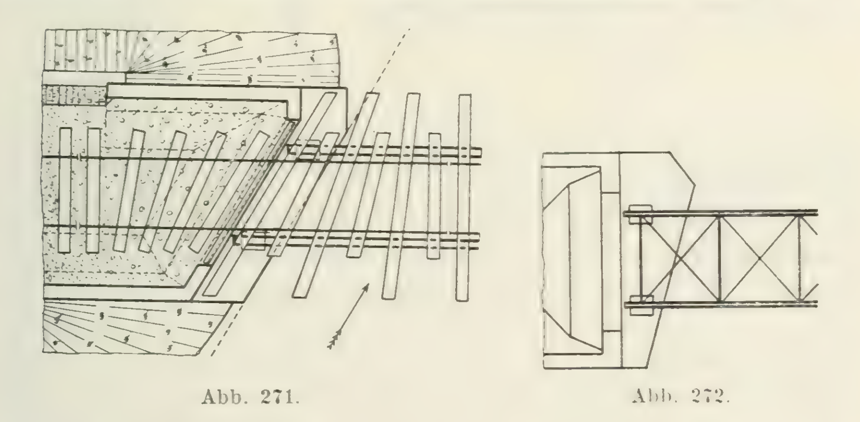


Abb. 271. Abb. 272.

Abschluß und ohne Durchführung des Schotterbettes erfordern an den Enden des Tragwerks sowie auf den Widerlagern schräg gelegte Querschwellen, die allmählich in die normale Lage überzuführen sind (Abb. 271). Will man diesen Übergang nicht auf eine große Länge ausdehnen, so können die Schwellen auf einer Seite so nahe zu liegen kommen, daß das Unterstopfen erschwert ist. Bei durchgehendem Schotterbett oder bei Straßenbrücken erfordert wieder der schräge Abschluß eine besondere Ausbildung der Fahrbahntafel.

Brücken von geringer Schiefe und nicht allzu großer Breite erhalten daher zweckmäßig einen rechtwinkligen Abschluß des Tragwerks (Abb. 272). Die Widerlagerflucht kann dabei entweder ebenfalls rechtwinklig gestellt oder, wenn es die Rücksichtnahme auf den unter der Brücke zu führenden Verkehrsweg oder Wasserlauf erfordert, in schiefer Richtung geführt werden. Bei größerer Brückenbreite oder bei sehr schiefen Brücken würde sich durch diese Lösung aber eine beträchtliche Vergrößerung der Stützweite ergeben und es wird dann der schiefe Abschluß vorgezogen. Für diesen sind folgende Anordnungen möglich:

1. Es wird am Auflager ein schiefer Endquerträger gegeben, der die Enden der Fahrbahnlängsträger aufnimmt (Abb. 273). Sind die Hauptträger Vollwandträger, so macht die Austeilung der übrigen normalen Querträger keine Schwierigkeit. Man wird nur trachten,

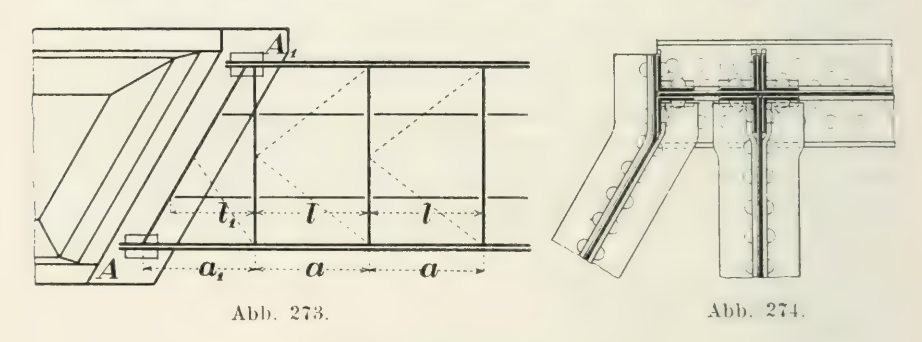


Abb. 273.

Abb. 274.

daß die Stützweite l_1 des letzten Fahrbahnträgers kleiner oder nicht wesentlich größer wird als jene l der übrigen Träger, um annähernd das gleiche Trägerprofil verwenden zu können und nicht zu verschieden große Durchbiegungen zu erhalten. Es wird dies meist erfordern, den ersten normalen Querträger möglichst nahe an das Ende des einen Hauptträgers zu legen (Abb. 274). Sind die Hauptträger Fachwerksträger, so sind die beiden Querträger in A_1 an die Endständer anzuschließen und es ist die Fachausteilung derart durchzuführen, daß die Länge a_1 des Endfaches nicht allzusehr von der übrigen Fachweite a abweicht. Am günstigsten ist es, wenn es gelingt, $a_1 = a$ zu machen, da dann die Hauptträger symmetrische Form erhalten. Bei geringer Schiefe verbindet man die Endständer nur durch den schiefen Endquerträger und gibt jedem Hauptträger ein kürzeres Endfach (Abb. 275.)

Bei sehr schiefen Brücken oder bei großem Abstande der Hauptträger, wo a_1 und l_1 sich zu groß ergibt, wird man noch einen oder mehrere kurze Querträger einschalten, die einerseits an den

Hauptträger, anderseits an den Endquerträger anzuschließen sind (Abb. 276, 277). Letzterer wird bei großer Länge in den Anschlußstellen der Längs- oder Querträger auf das Widerlager aufgelagert.

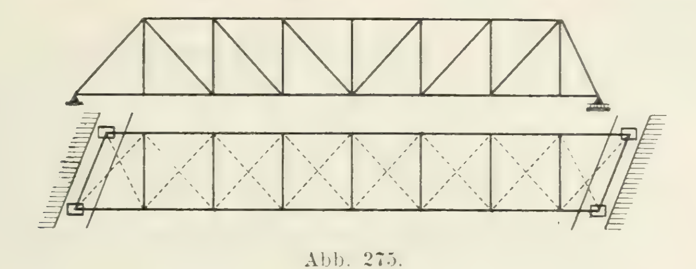


Abb. 275.

Von den Lagern der beiden Hauptträger ist hier nur A_1 fest auszubilden, A_2 muß in der Längsrichtung A_1 A_2, das Lager A_3 in der Richtung A_1 A_3 und das Lager A_4 allseitig beweglich sein; desgleichen

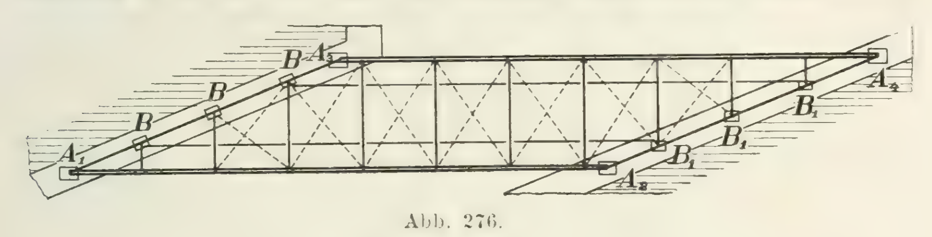


Abb. 276.

sind die Zwischenlager B des Endquerträgers in der Richtung A_1 A_2 jene in B_1 allseitig beweglich auszubilden.

2. Um die Schwierigkeiten der schiefen Schwellenlage bei Eisenbahnbrücken oder des schiefen Abschlusses der Fahrbahntafel bei Straßenbrücken zu vermeiden, hat man es häufig vorgezogen, unter Weglassung des schiefen Endquerträgers die Fahrbahnträger rechtwinklig abzusetzen und unmittelbar auf die Widerlager oder Pfeiler zu lagern (Abb. 278). Es erfordert dies allerdings eine weit zurückgesetzte Schildmauer. Die Enden der Längsträger sind durch Stäbe S_1 S_2 an die Knotenpunkte der Hauptträger, in denen der Windverband endigt, anzuschließen.

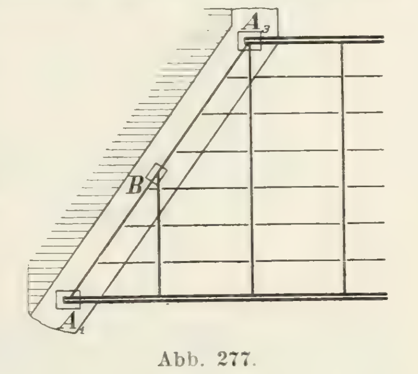


Abb. 277.

Bei größerem Abstand der Lager A_1 A_2 ordne man nur ein Lager fest, das andere nach der Richtung A_1 A_2 verschieblich an und gebe auch den Zwischenträgern frei verschiebliche Auflager.

Man hat auch die Brücke in der ganzen Breite in rechtwinkligen Absätzen geendigt und nur die Hauptträger der Schieflage der Brücke entsprechend gegeneinander verschoben (Abb. 279).

Um dabei das Widerlager nicht zu massig halten zu müssen,

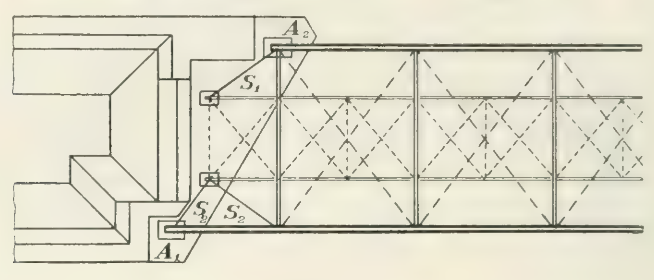


Abb. 278.

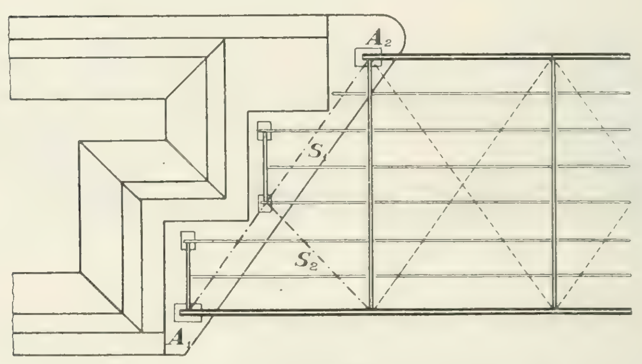


Abb. 279.

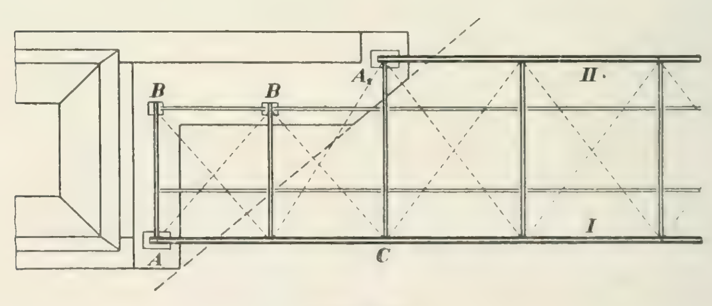


Abb. 280.

können Hauptträger und Fahrbahnträger in A_1 und $B\,B$ auf einen flügelförmigen Ansatz des Widerlagers gelagert werden (Abb. 280). Bei tief liegender Fahrbahn ist für die seitliche Absteifung der freistehenden Hauptträgerenden entsprechend Vorsorge zu treffen. Zu diesem Zwecke ist die Hauptträgerwandung in dem Teile zwischen

A und C mit den gekürzten Querträgern steif zu verbinden und es ist bei größerer Trägerhöhe auch meist erforderlich, die Lager B zu

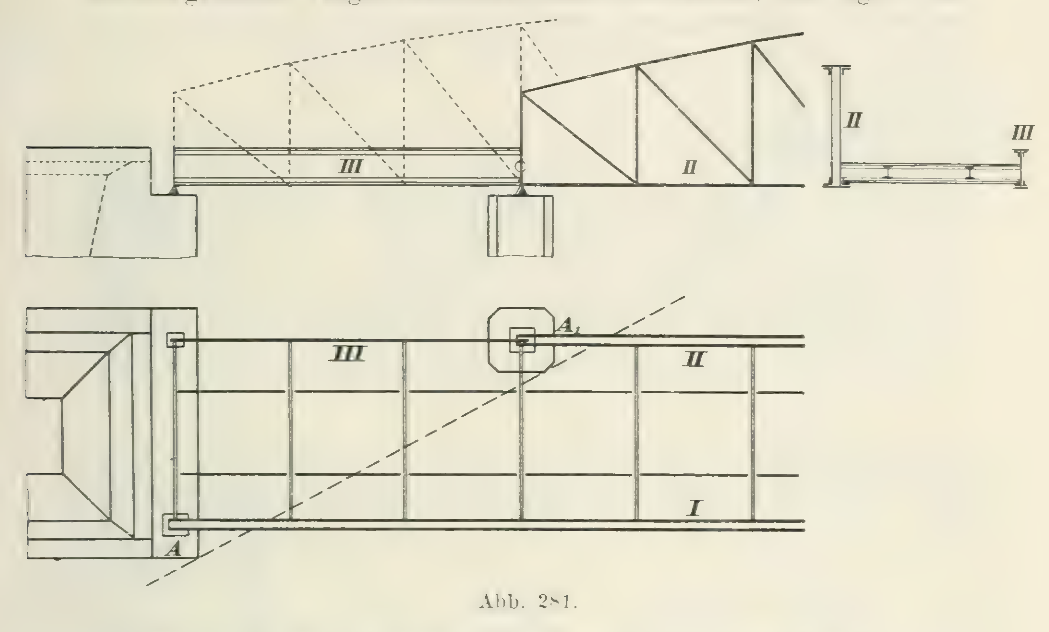


Abb. 281.

verankern, um deren Abheben infolge Ausknickens des Obergurtes zu verhindern.

Eine bessere Sicherung der Quersteifigkeit läßt sich durch die in Abb. 281 dargestellte Anordnung erzielen. Die Endquerträger reichen hier über die ganze Breite und schließen auf der Seite des

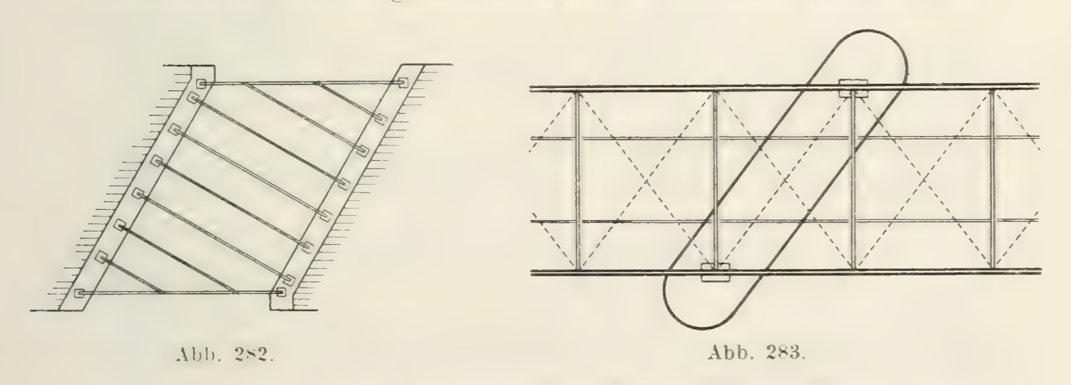


Abb. 282. Abb. 283.

Hauptträgers II an den in dessen Verlängerung liegenden Träger III an. Der Hauptträger II kann sein Auflager A_1 auch auf einen getrennten Pfeiler erhalten. Die Endquerträger bilden mit den Wandpfosten der Träger I und III unsymmetrische steife Halbrahmen, welche die Quersteifigkeit der Obergurte sichern.

3. Hat die Brücke eine im Verhältnis zu ihrer Spannweite große Breite und können die Hauptträger unter die Fahrbahn gelegt werden, so ist es zweckmäßig, sie rechtwinklig zu den Widerlagern anzuordnen und nur an den Seiten schiefe Hauptträger zu legen, die kürzeren Trägern zur Unterstützung dienen (Abb. 282).

Nach den gleichen Grundsätzen ist auch die Anordnung über schiefen Mittelpfeilern auszubilden. Sind die Hauptträger durchgehend, so werden auch in den Auflagerknotenpunkten normale Querträger angeschlossen (Abb. 283). Bei getrennten Tragwerken sind schiefe Endquerträger anzuordnen (Abb. 284), welche aber bei starker Schrägung wieder die oben erwähnten Schwierigkeiten im Fahrbahnabschlusse, bei Eisenbahnbrücken in der Schwellenlage ergeben. Man läßt daher die schiefen Querträger auch weg und verbindet die

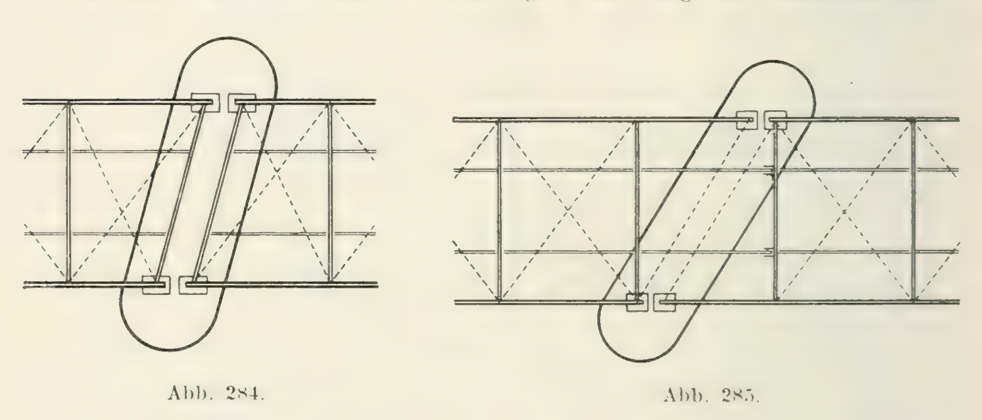


Abb. 284. Abb. 285.

Tragwerke der beiden Öffnungen über den Pfeilern durch Fahrbahnlängsträger, die an den letzten Querträger des einen Überbaues fest, besser gelenkig, an jenen des anderen Überbaues längsbeweglich angeschlossen werden (Abb. 285).

Der schiefe Anschluß der Quer- und Längsträger wird durchgeführt:

a) Unter Verwendung schiefer Winkeleisen (Abb. 286). Diese sind aus gewöhnlichem Winkeleisen durch Pressen im rotglühenden Zustande in Gesenken herzustellen. Gewalzte schiefe Winkel werden nur in seltenen Fällen in den Kaliberheften der Walzwerke passend zu finden sein. Einfacher auszuführen ist der Anschluß

b) unter Verwendung abgebogener Bleche (Abb. 287). Es empfiehlt sich, den dabei entstehenden, schwer zugänglichen Hohlraum im spitzen Winkel durch ein keilförmiges Futterstück, durch das Schraubenbolzen hindurchgreifen, auszufüllen. Im Anschlusse der Querträger an vollwandige Hauptträger ist damit die Anordnung

senkrechter Steifenwinkel zu verbinden. Das in der Richtung des Hauptträgersteges abgebogene Anschlußblech wird entweder einseitig an das Stegblech des Querträgers genietet (Abb. 288) oder als Eckblech

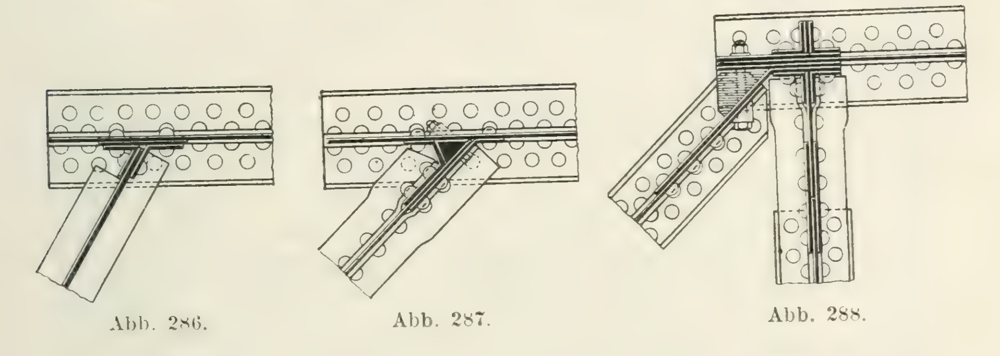


Abb. 286. Abb. 287. Abb. 288.

ausgebildet und mit dem Querträgersteg gestoßen (Abb. 289). Weniger empfehlenswert ist

c) die Abbiegung des Steges des anzuschließenden Trägers senk-

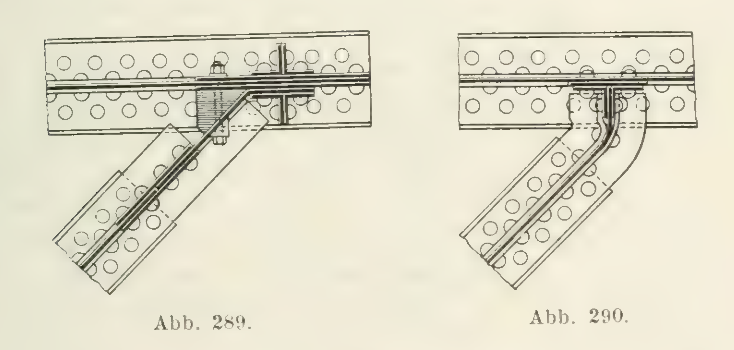


Abb. 289. Abb. 290.

recht zur Anschlußwand (Abb. 290). Es entsteht hier ein den Träger ungünstig beanspruchendes Verdrehungsmoment, welches allerdings, wenn auch in geringerer Größe, auch schon bei der in den Abb. 288, 289 dargestellten Befestigungsweise auftritt.

§ 23. **Eisenbahnbrücken in Gleiskrümmungen.**

Da der Überbau einer in einer Gleiskurve liegenden Brücke in einer Brückenöffnung stets gerade ausgeführt wird, so erhält das Gleis in den einzelnen Brückenquerschnitten verschiedenen Abstand von den Hauptträgern. Diese müssen bei oben liegender Bahn einen Abstand erhalten, der mindestens gleich ist der Spurweite, vergrößert

um den auf die Brückenstützweite entfallenden Bogenpfeil der Gleiskrümmung. Dabei würde die Gleisachse in der Brückenmitte und an den Brückenenden gleich weit von der Brückenachse abstehen. Für eine möglichst gleiche Beanspruchung der beiden Hauptträger muß jedoch, wie weiter unten gezeigt wird, die Gleisachse noch etwas mehr nach innen gerückt, der Trägerabstand sonach größer angenommen werden, damit der innere Schienenstrang am Brückenende noch innerhalb der Träger zu liegen kommt. Ähnliches gilt für Brücken mit tiefliegender Fahrbahn. Hier müssen die beiden Hauptträger einen solchen Abstand erhalten, daß an jeder Stelle das Normallichtraumprofil dazwischen Platz findet, wobei auch auf die Neigung der Fahrzeuge infolge der Schienenüberhöhung Rücksicht zu nehmen ist. Bezeichnet e_1 den Abstand der Gleisachse von der Brückenachse in der Brückenmitte, e_2 diesen Abstand am Brückenende, H_1 die Höhe der Hauptträger über den Schienen (höchstens aber die Höhe des Lichtraumprofils 4·8 *m*), u die Schienenüberhöhung bei der Spurweite s und b_0 den lichten Abstand der Hauptträger, so erfordert die Normalspur

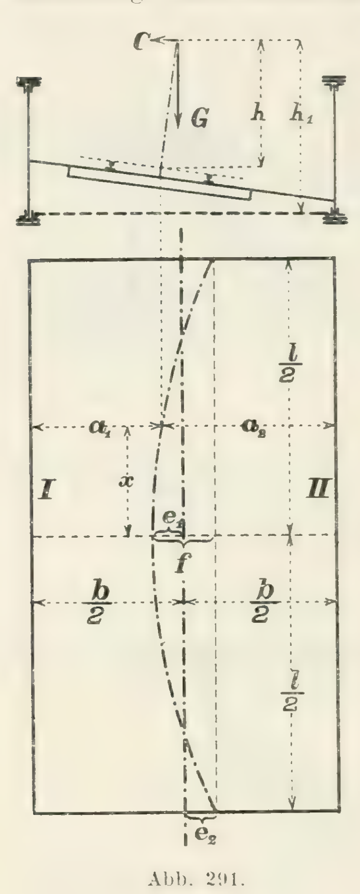


Abb. 291.

$$\frac{b_0}{2} \geq 2{\cdot}15 + e_2 + H_1 \frac{u}{s} \text{ Meter.}$$

Die Lage der Gleisachse kann durch die nachstehende Rechnung bestimmt werden. Es bezeichnet (Abb. 291)

f den Bogenpfeil der Gleiskrümmung,

l die Brückenstützweite,

e_1 den Abstand der Gleisachse von der Brückenachse in der Brückenmitte,

h die Höhe des Schwerpunktes der Fahrzeuge über Schienenhöhe,

h_1 dessen Höhe über dem unter der Fahrbahn gelegenen Windverbande,

$C = G \frac{v^2}{g r}$ die der Geschwindigkeit v und dem Krümmungshalbmesser r entsprechende Fliehkraft einer Achslast G

$\frac{u}{s} =$ Schienenüberhöhung: Spurweite.

Im Abstande x von der Brückenmitte ist die Entfernung der Gleisachse

vom äußeren Träger I $\quad a_1 = \frac{b}{2} - e_1 - \frac{4 f}{l^2} x^2$

„ inneren „ II $\quad a_2 = \frac{b}{2} - e_1 - \frac{4 f}{l^2} x^2.$

Von der Last G und der Fliehkraft C überträgt sich der Druck

auf den äußeren Träger $D_1 = \frac{G}{b}\left(a_2 - h \frac{u}{s}\right) - C \frac{h_1}{b}$

„ „ inneren „ $D_2 = \frac{G}{b}\left(a_1 - h \frac{u}{s}\right) - C \frac{h_1}{b}.$

Setzt man zur Abkürzung

$$e_1 - h \frac{u}{s} + h_1 \frac{v^2}{g r} = k \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 83)$$

und nimmt man auf der Brücke eine gleichmäßig verteilte Belastung $p\, l$ an, so entfällt hievon

auf den äußeren Träger $\quad \frac{p}{b}\left(\frac{b}{2} + k - \frac{f}{3}\right) l$ und

„ „ inneren „ $\quad \frac{p}{b}\left(\frac{b}{2} - k + \frac{f}{3}\right) l.$

Der äußere Träger erhält den größten Druck bei Schnellfahrt, wofür $v = V$ und $\frac{V^2}{g r} = \frac{u}{s}$ zu setzen ist, mit

$$\frac{p}{b}\left(\frac{b}{2} + e_1 - (h_1 - h) \frac{u}{s} - \frac{f}{3}\right) l.$$

Der innere Träger erhält den größten Druck bei ruhender Belastung, wofür $v = 0$, mit

$$\frac{p}{b}\left(\frac{b}{2} - e_1 - h \frac{u}{s} - \frac{f}{3}\right) l.$$

Sollen beide Drücke gleich groß werden, so müßte sein:

$$e_1 = \frac{1}{3} f + \left(h - \frac{h_1}{2}\right) \frac{u}{s} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 84)$$

Da aber diese Drücke nicht gleichmäßig verteilt sind, so wäre damit noch keine gleiche Beanspruchung der beiden Träger erzielt. Diese rechnet sich aus den Momenten der Belastung. Für einen Querschnitt im Abstande x von der Trägermitte wird das Moment

am äußeren Träger $M_{1,x} = \frac{p}{2b}\left[\left(\frac{b}{2} + k\right)\left(\frac{l^2}{4} - x^2\right) + \frac{2fx^4}{3l^2} - \frac{fl^2}{24}\right]$

„ inneren „ $M_{2,x} = \frac{p}{2b}\left[\left(\frac{b}{2} - k\right)\left(\frac{l^2}{4} - x^2\right) - \frac{2fx^4}{3l^2} + \frac{fl^2}{24}\right]$

und es wird der Mittelwert des Momentes

für den äußeren Träger mittel $M_1 = \frac{p}{2b}\left(\frac{b}{2} + k - \frac{f}{5}\right)\frac{l^2}{6}$

„ „ inneren „ „ $M_2 = \frac{p}{2b}\left(\frac{b}{2} - k + \frac{f}{5}\right)\frac{l^2}{6}$.

Nimmt man wieder als ungünstigsten Belastungsfall für den äußeren Träger Schnellfahrt, für den inneren Ruhelast an, so ergibt sich als Bedingung für die Gleichheit der mittleren Momente

$$e_1 = \frac{f}{5} + \left(h - \frac{h_1}{2}\right)\frac{u}{s} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 85)$$

Die größten Momente in der Trägermitte werden

$$M_{1,0} = \frac{p}{2b}\left(\frac{b}{2} + k - \frac{f}{6}\right)\frac{l^2}{4}$$

$$M_{2,0} = \frac{p}{2b}\left(\frac{b}{2} - k + \frac{f}{6}\right)\frac{l^2}{4}$$

Ihre Gleichsetzung würde ergeben

$$e_1 = \frac{f}{6} - \left(h - \frac{h_1}{2}\right)\frac{u}{s} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 86)$$

In der Ausführung wird e_1 häufig etwas größer gemacht, als sich nach den Gleichungen 85) oder 86) berechnet, was darin begründet ist, daß die Maximalgeschwindigkeit V, für welche die Überhöhung bestimmt wird, durch die schweren Belastungszüge nicht erreicht wird. Die größere Annahme von e_1 gibt auch eine etwas kleinere Brückenbreite b.

Die Berechnung der Hauptträger kleinerer Brücken kann mit ausreichender Sicherheit so erfolgen, daß man zunächst die Momente der Verkehrslasten so wie für eine gerade Brücke mit in der Mitte liegender Gleisachse ermittelt. Diese Momente multipliziere man

$$\left.\begin{array}{ll}\text{für den äußeren Träger mit dem Faktor } & m_1 = 1 - \left(2k - \frac{f}{3}\right)\frac{1}{b} \\ \text{„ „ inneren „ „ „ „} & m_2 = 1 - \left(2k - \frac{f}{3}\right)\frac{1}{b}\end{array}\right\} \quad . \quad 87)$$

Für k sind darin die Grenzwerte einzusetzen

$$\left.\begin{array}{ll}\text{für den äußeren Träger} & k = e_1 + (h_1 - h)\frac{u}{s} \\ \text{„ „ inneren „} & k = e_1 - h\frac{u}{s}\end{array}\right\} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 88)$$

Bei größeren, in Gleiskurven gelegenen Brücken sind aber die beiden Hauptträger gesondert zu berechnen, wobei die aus der Gleislage sich ergebende Lastverteilung und für den äußeren Träger auch die Wirkung der Fliehkraft zu berücksichtigen ist.

Die wagrechte Fliehkraft muß vom Windverbande aufgenommen werden.

Beispiel. Eisenbahnblechbrücke von $l = 16\,m$ Stützweite, in einer Kurve von $300\,m$ Halbmesser. Überhöhung $u = 0{\cdot}15\,m$, sonach $\frac{u}{s} = 0{\cdot}1$. Bogenpfeil $f = 0{\cdot}1067\,m$.

Fahrbahn unten. Höhenabstand zwischen Schienen und Windverband (Querträgerhöhe) $0{\cdot}80\,m$. Nimmt man den Schwerpunkt der Fahrzeuge in einer Höhe von $1{\cdot}5\,m$ an, so ist $h = 1{\cdot}5\,m$, $h_1 = 2{\cdot}3\,m$ und es ergibt Gleichung 86)

$$e_1 = \frac{0{\cdot}1067}{6} + (1{\cdot}5 - 1{\cdot}15)\,0{\cdot}1 = 0{\cdot}053\,m.$$

Der Abstand der Hauptträger, denen eine Höhe von $1{\cdot}70\,m$ sonach von zirka $1{\cdot}0\,m$ über den Schienen gegeben wird, wäre im lichten mit $b_0 = 2\,(2{\cdot}15 + + 0{\cdot}053 + 1{\cdot}0\,.\,0{\cdot}1) = 4{\cdot}60\,m$ oder von Achse zu Achse mit $b = 4{\cdot}90\,m$ zu bemessen. Die Gleisachse liegt im Brückenmittel um $e_1 = 0{\cdot}053\,m$, d. i. um rund $\frac{1}{2}\,f$ außerhalb der Brückenachse.

Die für die gerade Brücke berechneten Momente der Verkehrslasten sind für beide Träger um das $m_1 = m_2 = 1 + \frac{0{\cdot}2304}{4{\cdot}9} = 1{\cdot}047$ fache, d. i. um rund 5% zu vergrößern.

Dieselbe Brücke mit Fahrbahn oben. Windverband am Untergurt, $1{\cdot}9\,m$ unterhalb der Schienen. Es ist sonach $h = 1{\cdot}5\,m$, $h_1 = 3{\cdot}4\,m$ und es folgt aus Gleichung 86)

$$e_1 = \frac{0{\cdot}1067}{6} + (1{\cdot}5 - 1{\cdot}7)\,0{\cdot}1 = -0{\cdot}002,$$

wofür $e_1 = 0$ gesetzt wird. Abstand der Hauptträger $b = 1{\cdot}90$. Die für die gerade Brücke berechneten Momente der Verkehrslasten sind für den äußeren

Träger um das $m_1 = 1 + \frac{0{\cdot}38 - 0{\cdot}0356}{1{\cdot}9} = 1{\cdot}181$fache, für den inneren Träger um das $m_2 = 1 + \frac{0{\cdot}30 + 0{\cdot}0356}{1{\cdot}9} = 1{\cdot}177$fache, d. i. um rund 18% zu vergrößern.

Die Grundrißanordnung des Fahrbahngerippes bei versenkter Fahrbahn in Kurven ist in der Regel nicht von jener der geraden Brücken verschieden. Die Schwellenträger müssen dann einen Abstand von mindestens gleich Spurweite + Bogenpfeil erhalten. Bei größerer Brückenlänge und scharfer Krümmung wird aber dieser Abstand so groß, daß sehr starke Querschwellen erforderlich und die Schwellenträger sehr ungleich beansprucht werden. Es empfiehlt sich dann, die Schwellenträger der Gleiskrümmung folgend zu versetzen (Abb. 292), und zwar immer je um die einfache oder doppelte Schenkelbreite eines Anschlußwinkels (Abb. 293). Dagegen wird die zur Gleisachse parallele Lage der Längsträger wegen der durchwegs schiefen Anschlüsse nur selten Anwendung finden.

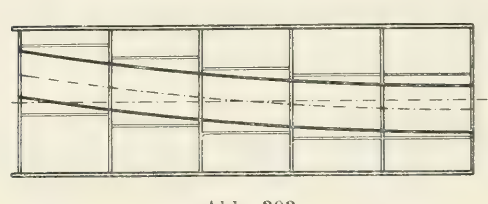


Abb. 292.

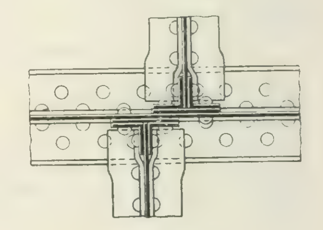


Abb. 293.

Bei der Berechnung der Längsträger kann auf die Lage der Gleisachse leicht Rücksicht genommen werden; am besten erfolgt dies mit Hilfe einer graphischen Darstellung der Einflußlinien (Abb. 294). Es seien für die im Querschnitt C des Längsträgers AB ungünstigste Laststellung mit den Achslasten $G_1\ G_2\ G_3$ die zugehörigen Ordinaten der Momenten-Einflußlinie $\eta_1\ \eta_2\ \eta_3$, ferner seien $\varkappa_1\ \varkappa_2\ \varkappa_3$, die den Punkten der Gleisachse, woselbst die Lasten stehen, entsprechenden Druckanteile auf den äußeren Träger AB. Dann rechnet sich das Moment in C mit $M = G_1 \eta_1 \varkappa_1 + G_2 \eta_2 \varkappa_2 + G_3 \eta_3 \varkappa_3$. Bei dem inneren Träger ist zu berücksichtigen, daß dessen größte Beanspruchung unter dem stehenden Zuge eintritt. Es kommen sonach nur die Schwerkräfte zur Wirkung und diese verschieben infolge der Schienenüberhöhung u ihre Angriffspunkte um $w = h\frac{u}{s}$ nach der Innenseite der Gleisachse, wenn h, s und u dieselben Größen wie oben bezeichnen. Man ziehe daher im Abstande $h\frac{u}{s}$ eine Parallele

zur Gleisachse und entnehme derselben die Druckanteile $\beta_1 \beta_2 \beta_3$ . . der Achslasten. Das Moment im Punkte C_1 des inneren Trägers ergibt sich sodann mit $M = G_1 \alpha_1 \beta_1 + G_2 \alpha_2 \beta_2 + G_3 \alpha_3 \beta_3$. Macht man in der Zeichnung den Schwellenträgerabstand $A A_1 = 1$, so können die Koeffizienten α und β unmittelbar den Abständen der Gleisachse, beziehungsweise der verschobenen Parallelen vor dem äußeren, beziehungsweise inneren Träger entnommen werden.

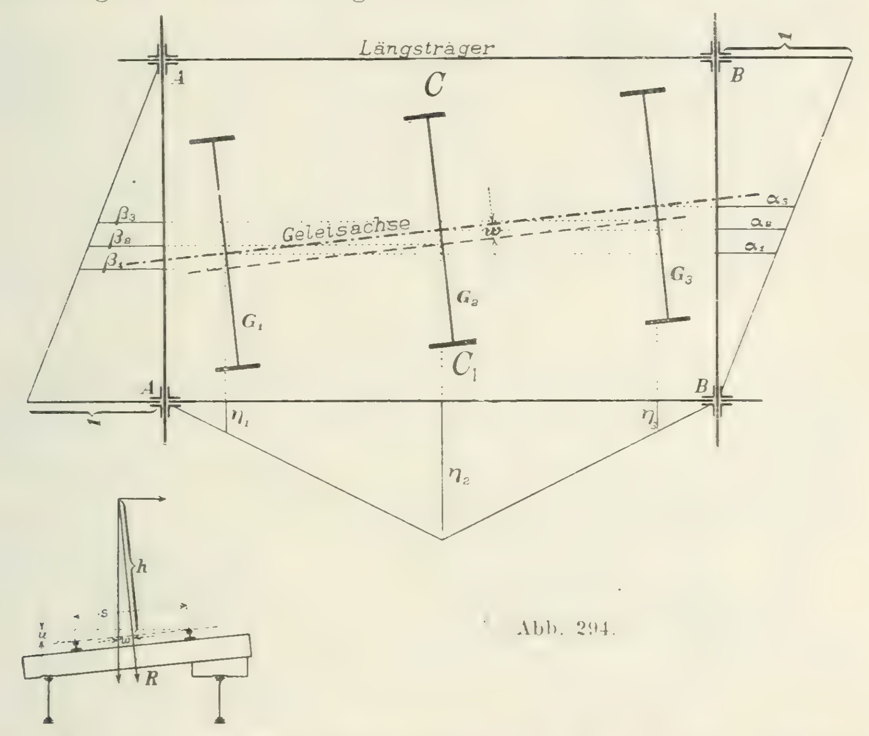


Abb. 294.

Man wird jedoch die Längsträger in den einzelnen Feldern nicht verschieden, sondern wenn sich keine allzu großen Unterschiede in der Beanspruchung ergeben, sämtliche Träger der Einfachheit halber gleich ausführen. Es genügt, den äußeren Träger im mittelsten Felde und den inneren Träger im Endfelde zu berechnen.

Auch bei der Berechnung der Querträger sind die beiden Belastungsfälle, Schnellfahrt und stehender Zug, in Betracht zu ziehen. Für den ersteren sind die Zuglasten in der Gleisachse wirkend, für letzteren um $w = h \frac{u}{s}$ nach innen verschoben anzunehmen. Es bezeichne

D den in einem Längsträgeranschluß übertragenen Druck der Achslasten bei gerader Bahn und symmetrisch zu den Längsträgern liegendem Gleise,

e den Abstand zwischen Gleisachse und der Mitte des Längsträgerpaares, am Querträger gemessen,

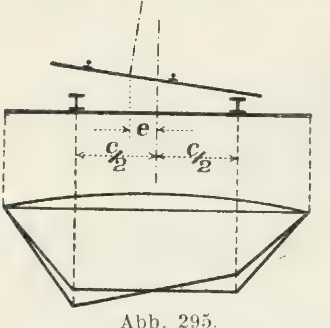


Abb. 295.

c den Abstand der Längsträger,

D_1 den größten Druck im Anschlusse des äußeren Längsträgers bei Schnellfahrt, D_2 den zugehörigen Druck am inneren Längsträger,

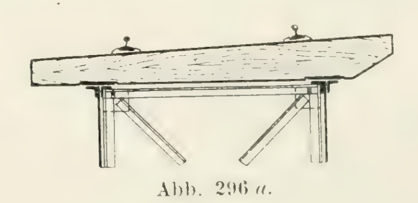
D_2' den größten Druck im Anschlusse des inneren Längsträgers bei Stillstand des Zuges, D_1' den zugehörigen Druck am äußeren Längsträger.

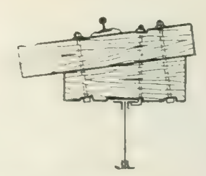
Es ist

$$D_1 = D\left(1 + \frac{2e}{c}\right) \qquad D_2 = D\left(1 - \frac{2e}{c}\right)$$

$$D_1' = D\left(1 + \frac{2(e-w)}{c}\right) \qquad D_2' = D\left(1 - \frac{2(e-w)}{c}\right).$$

Bestimmt man für diese beiden Belastungsfälle mit D_1 und D_2 beziehungsweise D_1' und D_2' die Momente am Querträger und addiert hiezu noch die Momente der Eigengewichtslast (Abb. 295), so ergeben sich aus der Umhüllungslinie die in jedem Querschnitt des Trägers auftretenden Größtwerte der Momente.

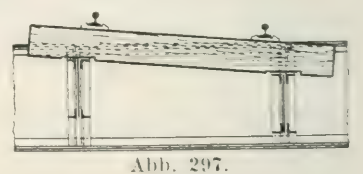

Abb. 296 *a*.


Abb. 296 *b*.

Die Überhöhung der äußeren Schiene kann auf verschiedene Art erzielt werden.

1. Bei geringer Überhöhung werden die Schienen verschieden tief in die hölzernen Querschwellen eingelassen oder es wird die äußere Schiene auf dickere Unterlagsplatten gelagert.

2. Man wendet keilförmige Schwellen an (Abb. 296 *a*).


Abb. 297.

3. Man unterlegt die Schwelle auf dem äußeren Längsträger mit einem hölzernen Sattelstück oder mit einem Stahlgußstück, das mit dem Längsträger und mit der Schwelle zu verbolzen ist (Abb. 296 *b*).

4. Die Längsträger werden in verschiedener Höhe an die Quer-

träger angeschlossen (Abb. 297) oder es werden für sie verschieden hohe Profile verwendet (Abb. 298).

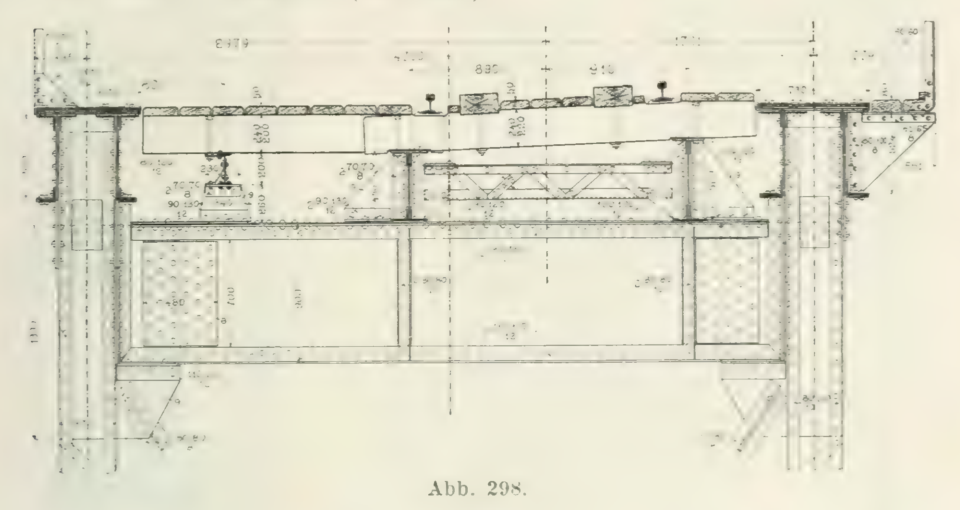


Abb. 298.

5. Bei unmittelbar auf den Hauptträgern liegenden Querschwellen hat man auch die Hauptträger verschieden hoch gelegt. Endlich wurde

6. auch der ganze Überbau schief gelegt (Abb. 299). Dies empfiehlt sich aber nur für kleinere Brücken mit niedrigen Trägern, da sonst der Überbau bei langsamer Fahrt sehr ungünstigen Beanspruchungen unterworfen ist.

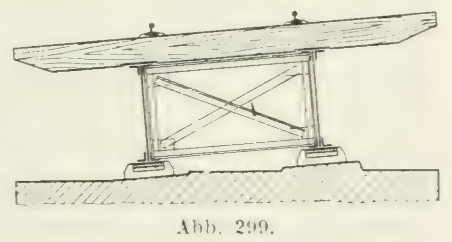


Abb. 299.

§ 24. Fußwege und Geländer, Revisionsstege.

Bei oben liegender Bahn werden die Fußwege in der Regel über die Hauptträger ganz oder teilweise ausgekragt, um durch Näherlegung der Träger die Querkonstruktionen leichter zu machen. Die Fußwege der Straßenbrücken, deren Decke auf Seite 176 besprochen wurde, werden entweder von den verlängerten Querträgern (Abb. 145) oder von außen an die Hauptträger in Querträgerhöhe angesetzten Konsolen (Abb. 146) getragen. Enthält der Überbau mehrere nahe liegende Hauptträger, so teilt man diese so aus, daß auch unter den Fußwegen Hauptträger zu liegen kommen, da hier die niedrigen und schwachen Querträger keine große Ausladung zulassen (Abb. 117, 142 u. 300). Die außen liegenden Träger nehmen

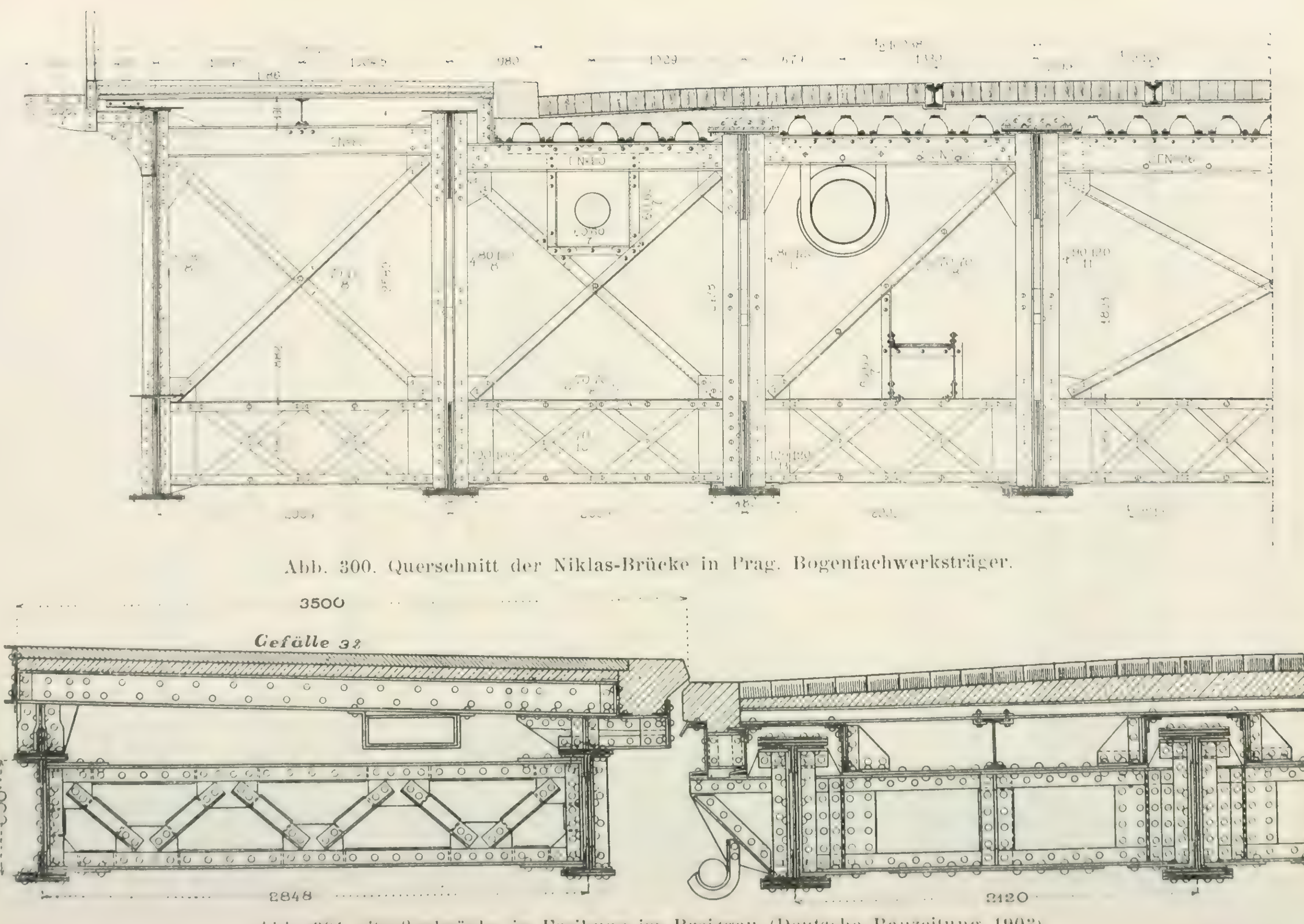


Abb. 300. Querschnitt der Niklas-Brücke in Prag. Bogenfachwerksträger.

Abb. 301. Straßenbrücke in Freiburg im Breisgau (Deutsche Bauzeitung 1903)

in der Regel geringere Belastung auf als die mittleren Hauptträger und können entsprechend schwächer gehalten werden. Bei großer Breite der Fußwege kann es sich empfehlen, ihre Tragkonstruktion überhaupt ganz unabhängig von jener der Fahrbahn zu machen

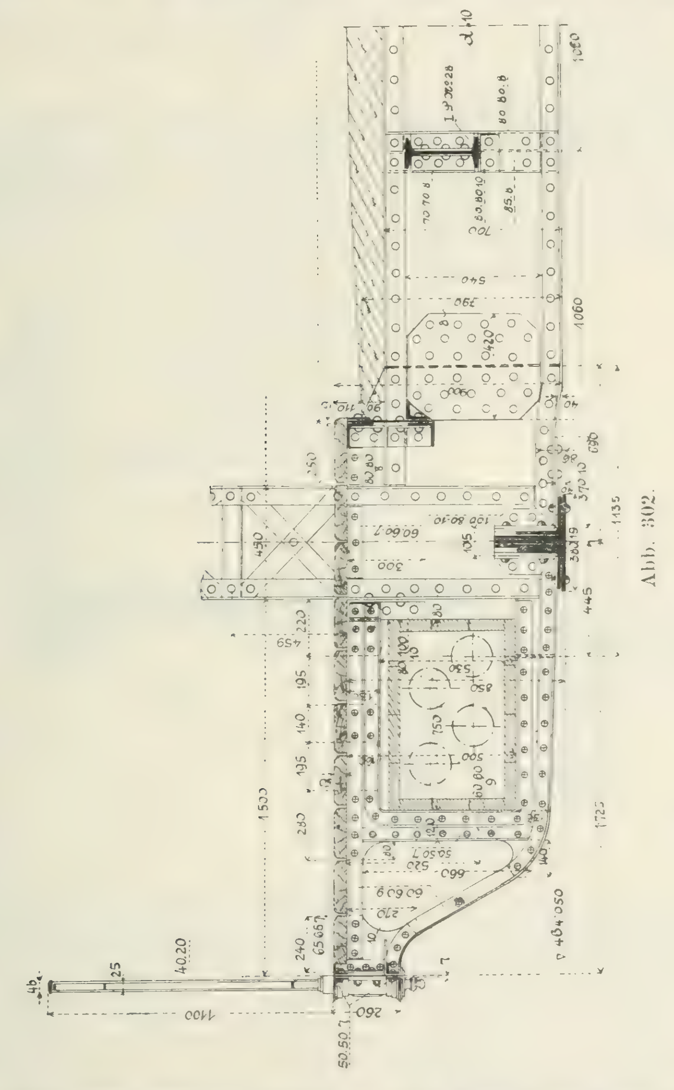


Abb. 302.

(Abb. 301). Man erreicht damit, daß die Erschütterungen durch den Wagenverkehr für die Fußgänger nicht fühlbar werden.

Bei tief liegender Bahn bildet die Außenlage der Fußwege außerhalb der Hauptträger auf konsolenartigen Verlängerungen der Querträger die Regel (Abb. 114, 119, 147), doch kann davon aus Gründen des freien Querverkehrs auch abgewichen werden (Abb. 118).

Nur bei Brücken von geringer Breite ist es zweckmäßig, die Fußwege innerhalb der Hauptträger anzuordnen (Abb. 158), da sich dabei eine besser auszunützende Fahrdammbreite ergibt. Bei außen liegenden Fußwegen muß die erhöhte Bordschwelle des Fahrdamms von der Innenseite der Tragwände einen entsprechenden Abstand, mindestens 40 bis 50 *cm* erhalten, um das Anstreifen der Wagen an den Tragwänden zu verhüten.

Die Konsolen werden entweder vollwandig als Blechkonsolen oder ausgefacht als Gitterkonsolen ausgeführt. Ersteren kann durch krummlinige untere Begrenzung eine kräftiger wirkende oder gefälligere Form gegeben werden (Abb. 117, 146, 149, 173). Die Blech-

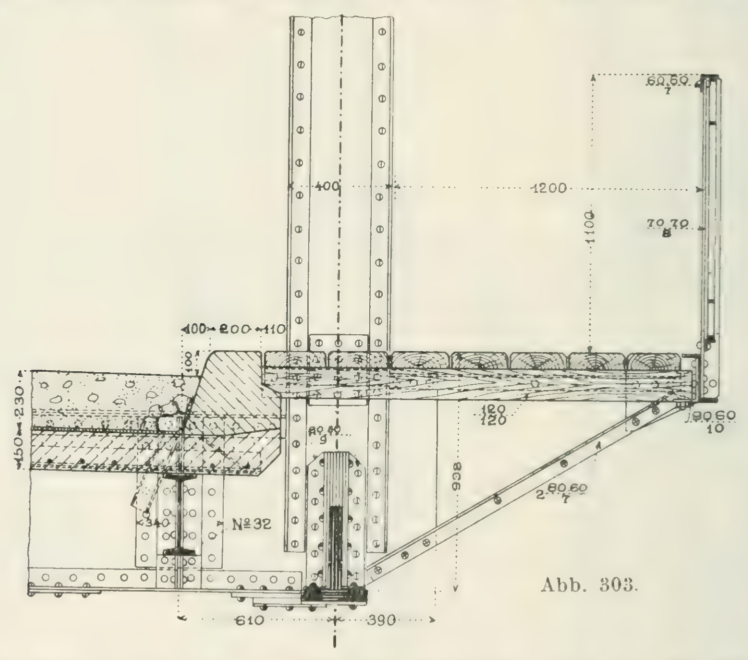


Abb. 303.

wand wird häufig mit Ausschnitten versehen, teils um die Konsole leichter erscheinen zu lassen, teils um Leitungen (Rohrleitungen für Gas und Wasser oder Kabel) durchzuführen. In größeren Konsolen sind die Ränder solcher Ausschnitte mit Winkeleisen zu umsäumen (Abb. 302). Beim Untergurt der Konsolen ist die Gefahr des seitlichen Ausknickens zu berücksichtigen. Da die Konsolen in der Regel nur durch die oben liegenden Längsträger seitlich abgesteift sind, so ist die ganze Länge des Untergurtes der Konsolen als Knicklänge in Rechnung zu stellen. Gitter- oder Stabkonsolen erhalten meist eine Dreieckform. Liegt nur am Kopfe der Konsole ein Längsträger auf, so genügt es, sie aus einem horizontalen oberen Zugstabe und einer geneigten Druckstrebe zu bilden (Abb. 147, 303). Man wählt dafür doppelte Winkel-

eisen oder auch [-Eisen. Beispiele ausgefachter Konsolen zeigen die Abb. 304 und 305. Bei letzterem Entwurfe reicht die Konsole nicht

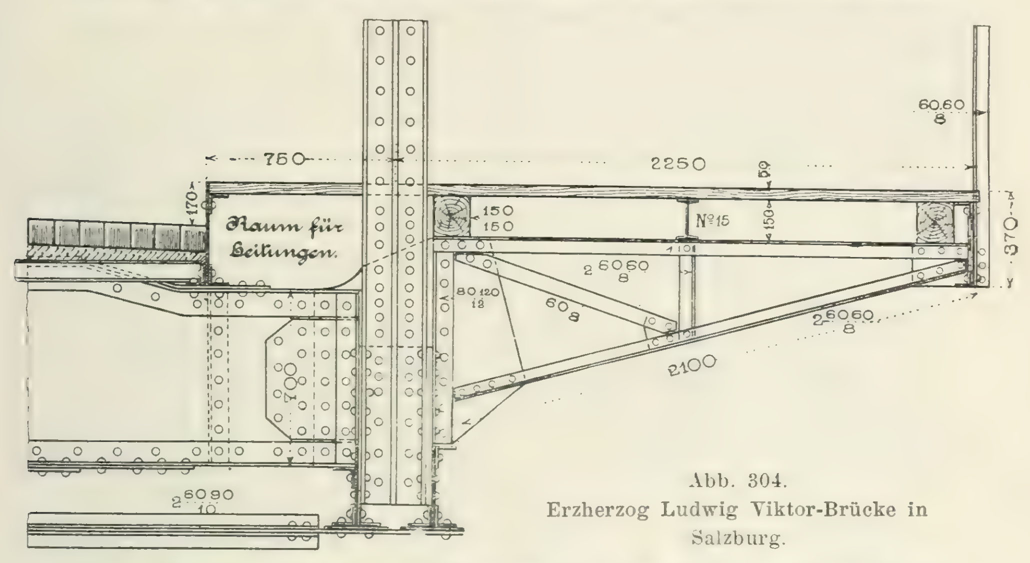


Abb. 304.
Erzherzog Ludwig Viktor-Brücke in Salzburg.

über die ganze Breite des Fußweges, sondern trägt an ihrem Kopfe einen angehängten Längsträger, über den die die Fußwegplatte stützenden Querträger ausgekragt sind.

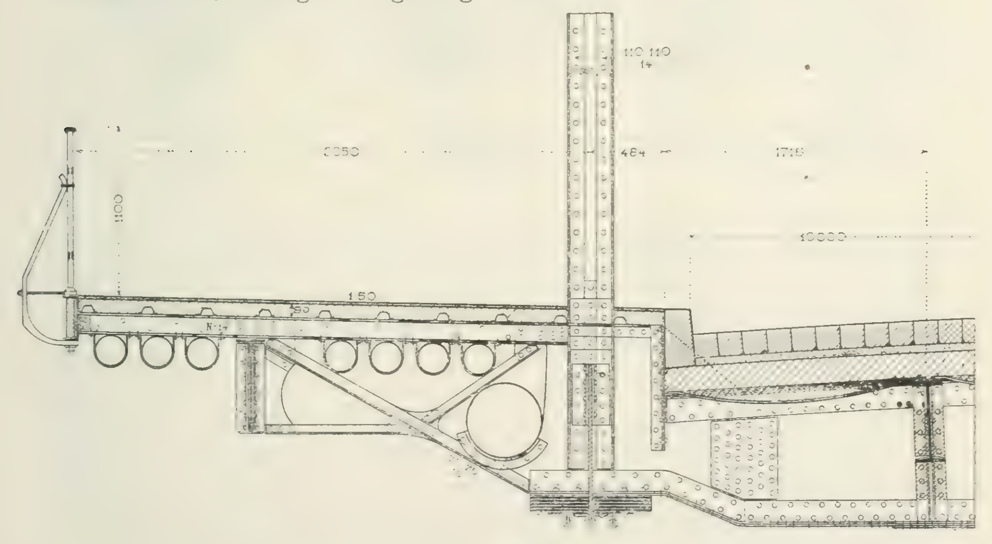


Abb. 305. Entwurf der Hafenbrücke in Fulda. (W. Dieterich.)

Besondere Aufmerksamkeit erfordert der Anschluß der Konsole an den Hauptträger. Die daselbst wirkenden Zug- und Druckkräfte sollen womöglich unmittelbar in den Querträger geleitet werden.

Am einfachsten ist dies zu erzielen, wenn das Steg- oder Anschlußblech des Querträgers durch den Wandstab hindurchgreift und daran die Konsole angeschlossen wird (Abb. 114, 147). Da aber der Zuggurt der Konsole am Wandstab endigt, so muß das Anschlußblech daselbst einen Querschnitt erhalten, dessen Widerstandsmoment das Endmoment der Konsole aufnimmt. Ist δ und h die Stärke und Höhe des Blechs im Konsolenanschlusse, F der voll ausgenützte nutzbare Querschnitt der Zuggurte, so müßte $\frac{1}{6}\delta h^2 = F h$ oder $\delta h = 6 F$ gemacht werden. Zug- und Druckgurt sind mit der erforderlichen

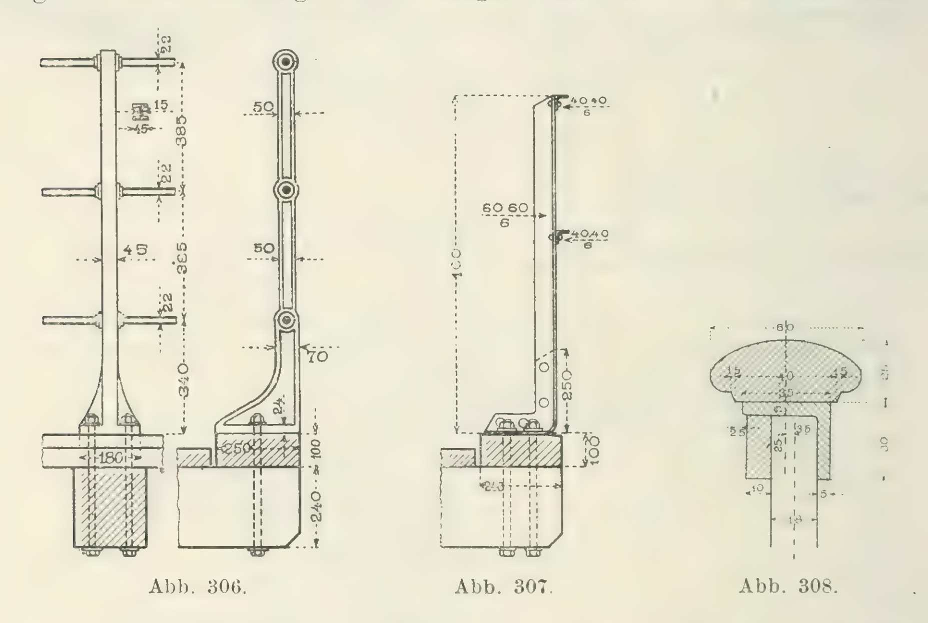


Abb. 306. Abb. 307. Abb. 308.

Zahl Nieten anzuschließen. Erfolgt der Anschluß der Konsole außenseitig an die Wandstäbe oder Hauptträgergurte, so müssen die Anschlußnieten das Moment und die Querkraft aufnehmen und es ist ihre Zahl nach Formel 21) zu rechnen. Günstig ist es, wenn wenigstens der Zuggurt der Konsole durch ein durchreichendes Blech unmittelbar mit dem Querträger verbunden werden kann.

Zur wagrechten Versteifung der Fußwege genügt in der Regel die Verbindung der Konsolen durch die Längsträger. Bei breiter Ausladung sind, falls nicht eine zusammenhängende Fußwegplatte die Aussteifung bewirkt, die Konsolen durch wagrechte Diagonalstreben zu verbinden.

Geländer. Straßenbrücken, sowie auch Eisenbahnbrücken in der Nähe von Stationen oder solche von mehr als 20 m Länge erhalten Geländer, die bei letzteren in der Regel sehr einfach gehalten

sind, während sie bei Straßenbrücken reicher und stärker ausgeführt werden, da sie hier erheblicheren Seitenkräften zu widerstehen haben. Man rechne die Geländer der Straßenbrücken für eine an der Brustlehne angreifende wagrechte Kraft je nach der Frequenz der Brücke von 40 bis 100 *kg* f. d. Meter.

Die Geländer erhalten eine Höhe von 1·0 bis 1·2 *m*, gewöhnlich 1·10 *m* über dem Fußwege. Sie bestehen in der Hauptsache aus den Geländerstielen oder Pfosten, aus der Handleiste oder Brustlehne und aus der Geländerfüllung.

Die Geländerstiele werden entweder aus Gußeisen mit H-förmigem, kreuz- oder röhrenförmigem Querschnitte, oder aus Schmiede-

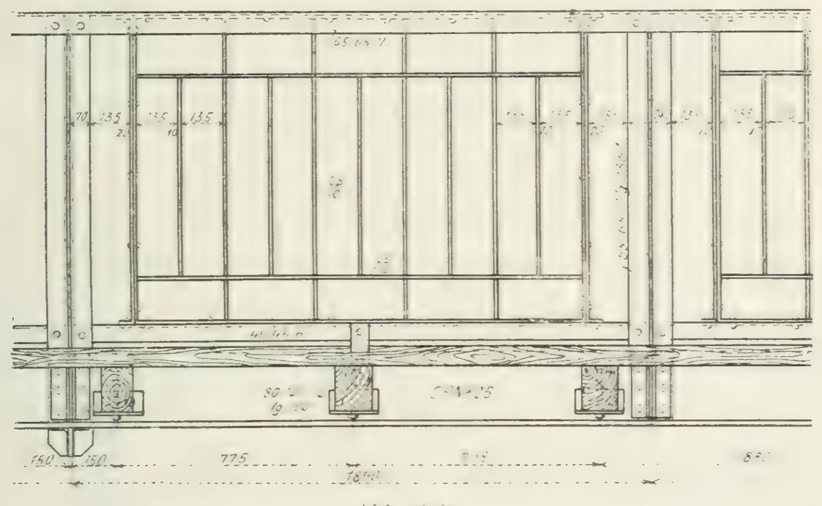


Abb. 309.

eisen ausgeführt; in letzterem Falle bildet man sie aus 3 bis 4 *cm* starkem Quadrateisen, aus einem oder zwei Winkeleisen, aus ⊥-, I-, [-Eisen. Gußeiserne Ständer erhalten eine Platte angegossen, mit der sie durch Schraubenbolzen an dem Eisenwerke oder auf hölzernen Querschwellen befestigt werden (Abb. 306). Beispiele einfacher Winkeleisengeländer geben die Abb. 148 und 307. Bei letzteren sind die Stiele und Handleisten etwa aus 70 . 70 . 7 Winkeleisen, die Riegel aus 40 . 40 . 6 Winkeleisen zu bilden. Man zieht jetzt die Stiele aus Walzprofilen den gußeisernen Pfosten vor, weil sie einen besseren Anschluß an die Eisenkonstruktion gestatten und auch gegen Bruch durch Stoß größere Sicherheit bieten. Die Ständer aus Winkeleisen werden an den Randträgern oder Fußwegkonsolen direkt oder mittels kleiner Knotenbleche angeschlossen. Der Anschluß ist besonders bei Straßenbrücken entsprechend kräftig auszubilden; zuweilen werden zur Erhöhung der Stabilität auch nach außen Fußstreben angebracht.

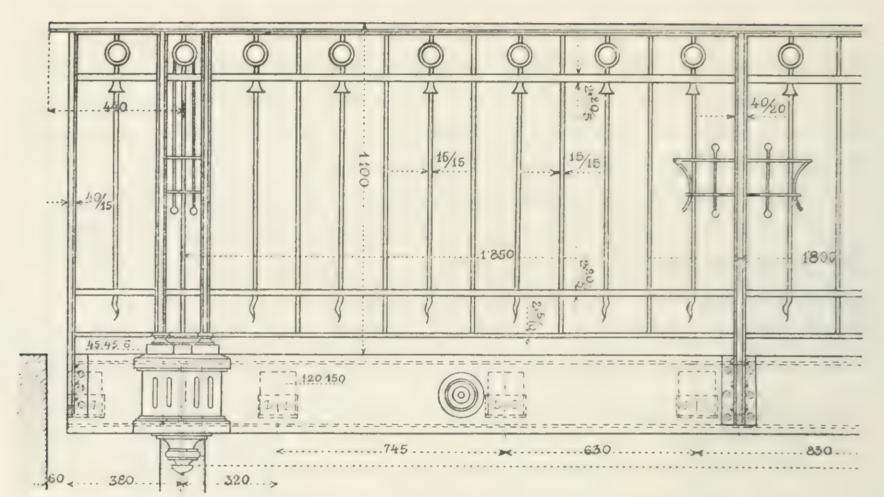


Abb. 310.

Abb. 311. Straßenbrücke in Krakau. (Österr. Arbeitsministerium.)

Die Handleiste wird bei einfachen Geländern entweder aus Rundeisen, aus Gasrohren, aus Flacheisen mit Holzüberdeckung oder aus Winkeleisen gebildet; bei besser ausgestalteten Geländern aus eigens profilierten Handleisteneisen (Abb. 308). Die Verbindung mit den Geländerstielen erfolgt durch Vernietung oder durch Stiftschrauben, allenfalls mit Hilfe kleiner Eckwinkel. Rund- oder Röhreneisen werden durch zylindrische Löcher in den Ständern durchgesteckt oder mit umgelegten Flachbändern befestigt.

Die an die Querträger oder Konsolen angeschlossenen Hauptpfosten des Geländers erhalten einen der Knotenweite entsprechenden

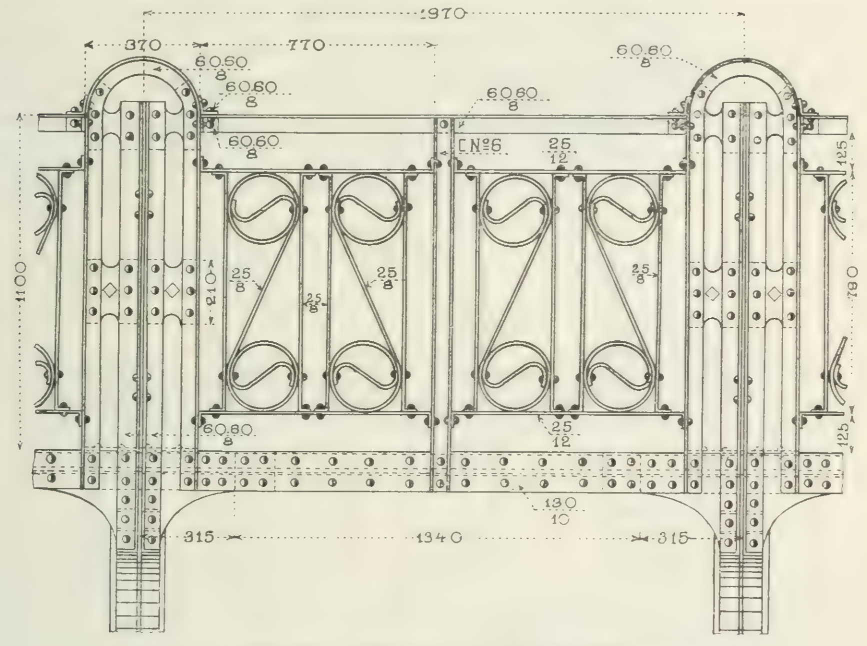


Abb. 312. Elbebrücke in Königgrätz.

Abstand. Beträgt dieser über 2 *m*, so sind Zwischenpfosten anzubringen, die am durchgehenden Rand-Längsträger befestigt werden (Abb. 309, 310). Untereinander sind die Pfosten durch Längseisen zu verbinden. Hiezu dienen Winkel, Flacheisen oder sogenannte Hespeneisen, das sind Flacheisen mit Randwulsten. Die entstehenden Felder sind bei Straßenbrückengeländern entsprechend dicht auszufüllen.

Ein Stabgeländer einfachster Art zeigt Abb. 309. Die zwischen den Geländerpfosten eingesetzte Füllung ist aus senkrechten und horizontal laufenden Stäben aus 25 × 10 *mm* Stabeisen gebildet. Ein hnliches, aber schon etwas verziertes Geländer ist durch Abb. 310

dargestellt. Beispiele reicherer Verzierungen solcher Stabgeländer geben die Abb. 311, 312. Für Geländer mit Füllungen aus gebogenen Stäben in mehr oder weniger kunstvoller Schmiedearbeit sind in den Abb. 313 bis 315 Beispiele geboten.

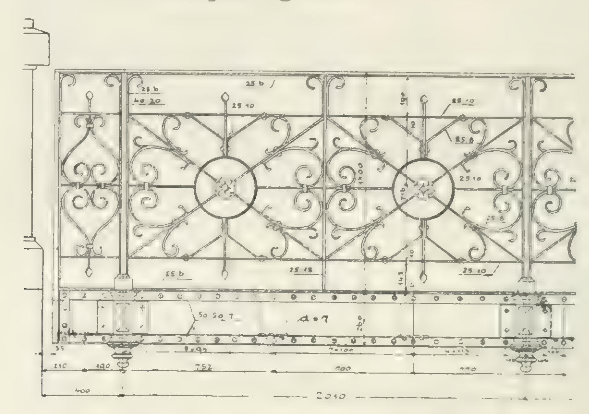


Abb. 313. Straßenbrücke in Ischl.

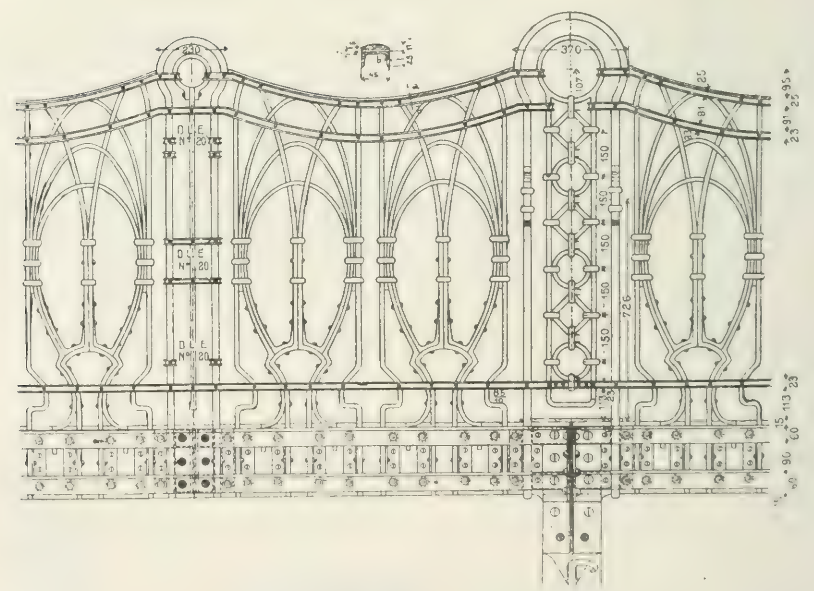


Abb. 314. Straßenbrücke in Leitmeritz.

An allen Stellen, wo Unterbrechungen der Brückenbahn angeordnet sind (siehe oben), ist natürlich auch das Geländer zu unterbrechen. Die Unterbrechung ist entweder eine vollkommene, wo doppelte Querträger mit Doppelpfosten im Geländer anzuordnen sind, wie meist an den Gelenken der Ausleger- oder Bogen-

brücken, oder sie ist nur derart, daß ohne sichtbare Lücke eine Längsverschiebung im Anschluß der Handleisten und Geländerriegel möglich gemacht ist.

Das Gewicht des Geländers einer Eisenbahnbrücke in der Ausbildung nach Abb. 306 kann bei einem Geländerpfostenabstande von 1·8 bis 1·2 *m* mit 25 bis 33 *kg*, jenes nach Abb. 307 mit etwa 13 bis 16 *kg* pro Meter angenommen werden. Ein einfaches Straßenbrückengeländer nach Art der Abb. 309 wiegt bei 1·9 *m* Ständerabstand pro Meter Länge rund 48 *kg*; reicher ausgestattete Geländer sind entsprechend schwerer.

Revisionsstege und Fahrbühnen. Zum Zwecke der Untersuchung eines eisernen Brückenüberbaues in bezug auf das Vorhandensein von Roststellen, lockeren Nieten etc., sowie zwecks erleichterter Vornahme von Ausbesserungs- und Erhaltungsarbeiten dienen Laufstege und fahrbare Untersuchungsgerüste, deren Anbringung jetzt bei den meisten größeren Brücken schon bei ihrem

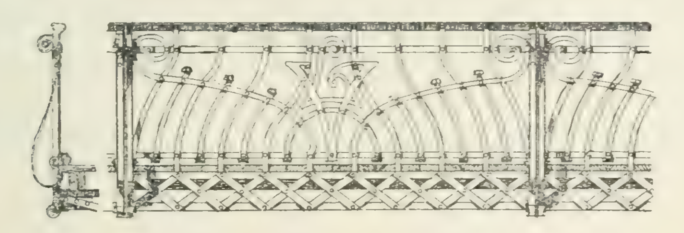


Abb. 315. Erzherzog Ludwig Viktor-Brücke in Salzburg.

Baue vorgesehen wird. Es handelt sich vor allem um die Zugänglichmachung der unter der Fahrbahn gelegenen Teile des Überbaues, wogegen für die über der Fahrbahn liegenden Teile besondere Vorkehrungen meist entbehrlich sind, da diese von der Fahrbahn aus durch Aufstellung von Bock- oder Leitergerüsten immer leicht erreicht werden können. Bei sehr hohen Trägern oder bei Brücken in frequenten Bahnlinien kann es sich aber immerhin empfehlen, schon bei der Konstruktion durch Anordnung von Trageisen oder Konsolen darauf Bedacht zu nehmen, daß solche fliegende Gerüste an den Tragwänden durch bloßes Einlegen von Brettern jederzeit und ohne Einschränkung des Brückenlichtraumes hergestellt werden können.

Brücken mit hochliegender Fahrbahn ermöglichen die leichte Anbringung eines oder mehrerer in das Querprofil eingebauter Laufstege (Abb. 145, 146). Man kann hier auch nach dem Beispiel der Abb. 146, 171 an der Außenseite der Tragwände Trageisen

anbringen, welche durch Auflage von Brettern die Obergurte und die außenliegenden Fahrbahnteile zugänglich machen.

Brücken mit tief liegender Fahrbahn werden am besten mit einem fahrbaren Revisionsstege ausgerüstet, der unterhalb der Brücke an deren Tragwerk hängend über die ganze Brückenbreite reicht und nach der Längsachse der Brücke verschoben werden kann[1]. Für diesen Steg genügt eine Breite von etwa 1 *m*; er wird von zwei leichten Gitterträgern gebildet, die an den Enden entsprechend abgestrebt sind. Zur Fortbewegung sind entweder an der Brücke in gewissen Abständen Rollen fest angebracht, auf denen sich das Gerüst mittels zweier Führungsschienen fortbewegt, oder es sind die Rollen am Fahrstuhl befestigt und dieser kann damit auf den Gurten des Tragwerks oder auf eigenen an den Querträgern oder Konsolen angehängten Trägern bewegt werden. Um den Fahrstuhl hochwasserfrei zu halten, muß derselbe unter Umständen zum Heben eingerichtet sein, ebenso kann bei Brücken mit mehreren Öffnungen, bei welchen man nicht jedes Feld mit einem besonderen Fahrstuhl versehen will, eine solche Anordnung getroffen werden, daß durch eine Teilung des Fahrstuhles ein Passieren der Lager auf den Mittelpfeilern möglich wird.

Das Fahrstuhlgleis kann pro Meter Brücke mit etwa 35 bis 50 *kg* veranschlagt werden; für den Fahrstuhl selbst ergibt sich ein Gewicht von 60 bis 80 *kg* pro Meter seiner Länge.

V. Kapitel. Die Hauptträger der Balkenbrücken.

§ 25. Tragwerkssysteme.

Die Hauptträger bestimmen das Bausystem der Brücke. Als hauptsächliches Unterscheidungsmerkmal gilt ihr statisches Verhalten zu den Pfeilern und Widerlagern. Man teilt hienach die Brücken ein in Balkenbrücken, Bogenbrücken und Hängebrücken.

Bei den Balkenbrücken haben die Stützendrücke, das sind die Drücke, die der Überbau gegen seine Auflager äußert, für lotrechte Belastung auch eine lotrechte Richtung. Die Träger werden auf Biegung, sonach auf Zug und Druck, beansprucht (Abb. 316).

Bei den Bogenbrücken sind die Stützendrücke der Hauptträger schräg nach außen gerichtet; es entsteht ein Horizontalschub.

[1] Haberkalt, Die Revisionsgerüste eiserner Brücken. „Allgemeine Bauzeitung" 1903, Heft 4. Eine eingehende Abhandlung mit Abbildungen zahlreicher Ausführungen.

den die Widerlager oder angrenzende Teile des Überbaues aufnehmen. Die Träger haben eine nach oben gekrümmte Form und werden vorwiegend auf Druck beansprucht (Abb. 317).



Abb. 316. Abb. 317.

Bei den Hängebrücken findet das Umgekehrte statt. Das Tragwerk, das eine nach abwärts gekrümmte Form erhält, übt in seinen Stützpunkten einen Zug aus, der über die hochgeführten Pfeiler (Pylonen) zur Verankerung in den Widerlagern geleitet wird (Abb. 318). Damit ist auch eine überwiegende Beanspruchung des Tragwerkes auf Zug verbunden.

Das statische Verhalten eines Brückenüberbaues, beziehungsweise seiner Hauptträger wird durch die Art der Auflagerung bestimmt.

Bei einem Balkenträger darf nur ein Auflager fest, d. i. in der Trägerebene unverschieblich, die übrigen müssen wagrecht verschieblich sein, damit sie nur lotrechte Drücke aufnehmen. Reibungswiderstände im beweglichen Auflager können den Auflagerdruck bis

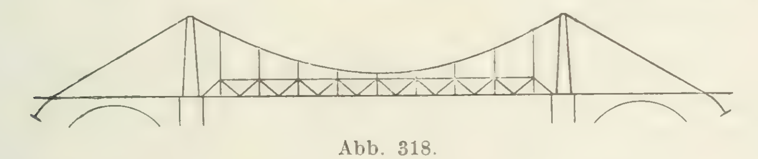


Abb. 318.

zur Größe des Reibungswinkels von der lotrechten Richtung ablenken. Wir setzen aber widerstandslos verschiebliche Lager voraus und werden trachten, dieser Annahme in der Ausführung möglichst nahe zu kommen.

Der allgemeine Fall des Balkenträgers über einer Öffnung wird erhalten, wenn das bewegliche Lager nicht horizontal, sondern auf einer schiefen Gleitbahn verschieblich ist. Der Stützendruck in diesem Lager ist dann stets normal zur Gleitbahn gerichtet, es treten sonach auch bei diesem Träger wagrechte Drücke auf die Pfeiler auf und der gerade untere Zuggurt wird durch den in ihn geleiteten Druck teilweise entlastet. Dieser schief aufgelagerte Balkenträger (Abb. 319) hat aber nur in vereinzelten Fällen im Brückenbau Anwendung gefunden.

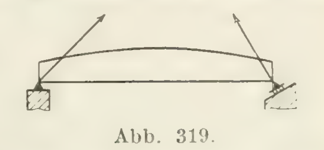


Abb. 319.

Bogen- oder Hängeträger müssen unverschiebbare oder wenigstens nur bedingungsweise verschiebbare Lager erhalten, damit die wagrechte Auflagerkraft, die diese Träger kennzeichnet, zur Geltung kommen kann. Die Form des Trägers ist allein für seine Wirkung als Balken- oder Bogenträger nicht entscheidend. So finden wir Balkenträger mit Bogenform (Sichelträger) und wieder andere, durchgehende Balkenträger, die ganz das Aussehen von Hängeträgern haben.

Wir können bei den Tragwerken steife und schlaffe Formen unterscheiden. Bei ersteren treten unter wechselnder Belastung nur elastische Formänderungen, Durchbiegungen auf, bei den letzteren aber weitaus größere statische Formänderungen oder geometrische Verschiebungen. Balken sind schon dem Begriffe nach steife Konstruktionen; Bogen und Hängeträger können aber auch schlaff, als gelenkiges Stabvieleck, als Seil oder Kette ausgebildet werden. Während aber die Kette bei wechselnder Belastung immer eine neue

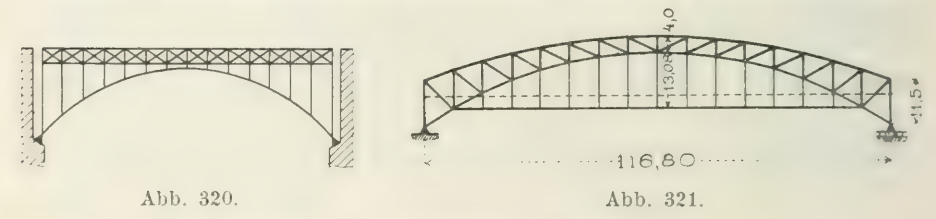


Abb. 320. Abb. 321.

stabile Gleichgewichtslage, allerdings mit großer Formänderung, annimmt, ist der schlaffe Bogen unstabil und für sich allein als Tragwerk nicht brauchbar. Man muß daher den Bogen entweder selbst steif ausbilden, so daß er Biegungsspannungen aufzunehmen imstande ist, oder ihn mit einem geraden Versteifungsträger verbinden (Abb. 320). Dasselbe gilt von den Hängeträgern, die man in unversteifter oder schwach versteifter Form nur bei den älteren Ketten- und Seilbrücken ausgeführt findet. Für die heutige Anwendung im Brückenbau werden einerseits der an sich steife Bogen (Abb. 317), anderseits die Ketten- oder Kabel-Hängebrücke mit Versteifungsträger (Abb. 318) bevorzugt.

Wird bei einem Bogenträger der Horizontalschub in der Konstruktion selbst durch ein Zugband aufgenommen, so entsteht ein Tragwerk, das unter Voraussetzung eines beweglichen Auflagers seine Stützen auch nur lotrecht belastet und daher nach obiger Definition in Hinsicht auf die äußeren Kräfte ebenfalls als Balkenträger anzusprechen wäre. In Hinblick auf die inneren Kräfte und auf die konstruktive Durchbildung zählen wir aber dieses System des Bogenträgers mit Zugband (Abb. 321) besser zu den Bogen-

trägern. Ähnliches gilt für die Verbindung eines Hängeträgers (Kettengurtes) mit einem, den Zug der Kette aufnehmenden geraden Träger (Abb. 322). Der Bogenträger mit Zugband ist im neuzeitlichen Brückenbau ein sehr beliebtes System geworden.

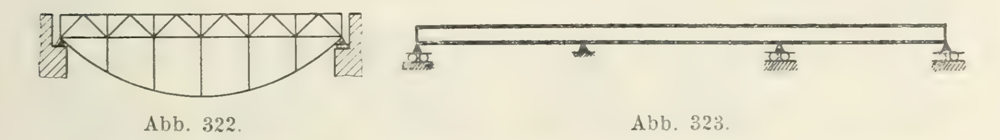


Abb. 322. Abb. 323.

Brücken mit mehreren Öffnungen erhalten entweder für jede Öffnung unabhängige Überbauten, Einzel-Tragwerke, oder zusammenhängende durchgehende (kontinuierliche) Tragwerke. Letztere haben besonders bei großen Spannweiten gegenüber Einzelträgern im allgemeinen den Vorteil einer Gewichtsersparnis, auch kann für ihre Anwendung der Umstand sprechen, daß ihre Aufstellung ganz oder teilweise ohne festes Gerüst, nämlich durch freien Vorbau erfolgen kann.

Von den durchgehenden Tragwerken ist insbesondere der durchgehende Balkenträger, d. i. der auf mehreren Stützen horizontal aufgelagerte Träger (Abb. 323) von praktischer Wichtigkeit. Es werden aber auch Bogen- und Hängeträger durchgehend über mehrere Öffnungen ausgeführt und es kommen Anordnungen vor, wo Bogen- und Balkenträger miteinander in Verbindung treten.

In allgemeiner Auffassung kann man solche Tragwerke aus einzelnen steifen Gebilden, steifen ebenen Scheiben, zusammengesetzt denken, die in zwei oder mehr Punkten auf feste oder verschiebliche Lager gesetzt sind. Untereinander nehmen wir die Scheiben

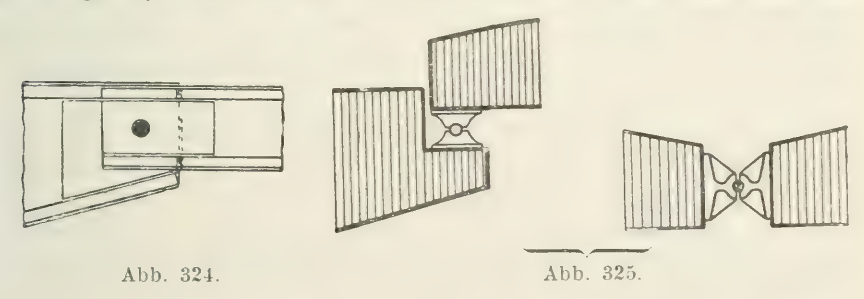


Abb. 324. Abb. 325.

durch Gelenke verbunden an, die auch wieder entweder fest sind, d. h. wohl eine Drehung aber keine gegenseitige Verschiebung gestatten, oder als verschiebliche Gelenke die gegenseitige Verschiebung der verbundenen Scheiben nach einer bestimmten Richtung zulassen. Jede Scheibe muß aber gegen das ganze System selbst

festgehalten sein. Die festen Gelenke werden als Bolzenscharniere (Abb. 324) oder falls kein Abheben eintreten kann, als feste Kipplager (Abb. 325) ausgeführt. Sie können aber auch dadurch gebildet werden, daß man die beiden Scheiben durch zwei nicht parallele Stäbe verbindet (Abb. 326). Der Schnittpunkt C der beiden Stab-

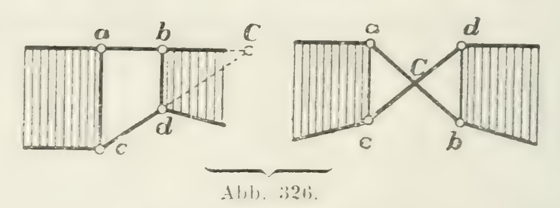


Abb. 326.

richtungen bestimmt den augenblicklichen Drehpunkt oder den Gelenksmittelpunkt. Die Stäbe müssen selbst gelenkig angeschlossen werden, wenn Verbiegungen derselben vermieden werden sollen. Verschiebliche Gelenke werden durch bewegliche Kipplagerung (Abb. 327) oder dadurch erhalten, daß man die beiden Scheiben nur durch einen gelenkig angeschlossenen Stab verbindet (Abb. 328).



Abb. 327. Abb. 328.

In jedem Scheibengelenke tritt ein Druck auf, dessen Größe, und bei einem festen Gelenke auch dessen Richtung unbekannt ist. Man kann hienach bei jeder gegebenen Anordnung die Zahl der unbekannten äußeren Kräfte leicht bestimmen; sie setzt sich aus a Auflager-Unbekannten und g Gelenkdrücken zusammen, und zwar sind für jedes feste Lager oder Gelenk zwei Unbekannte, für jedes bewegliche Lager oder Gelenk eine Unbekannte anzusetzen. Sind mehr als zwei Scheiben in einem Gelenke vereinigt, so erhöht sich die Zahl der Unbekannten für jede hinzutretende Scheibe mit festem Gelenkanschluß um zwei, bei beweglichem Anschluß um eine Unbekannte.

Zur Bestimmung dieser Unbekannten stehen uns zunächst je drei Gleichgewichtsbedingungen für die an jeder Scheibe angreifenden äußeren Kräfte zur Verfügung. Wir erhalten sonach bei m Scheiben $3\,m$ Bedingungsgleichungen.

Das ebene System ist in bezug auf die äußeren Kräfte statisch bestimmt, wenn $3\,m = g - a$ ist, in welchem Falle sämtliche Kräfte aus den Bedingungen für das statische Gleichgewicht erhalten werden können.

Statisch unbestimmt in bezug auf die äußeren Kräfte nennen wir dagegen die Anordnung dann, wenn die statischen Gleichgewichtsbedingungen zu ihrer eindeutigen Ermittlung nicht ausreichen, oder wenn $3\,m < g - a$ ist. Die für die Berechnung dieser Systeme fehlenden Bedingungen sind aus den elastischen Formänderungen abzuleiten.

Anordnungen, für welche $3\,m > g + a$ wäre, sind nicht stabil und als Tragwerke nicht brauchbar. In gewissen Sonderfällen kann dies auch für Systeme mit $3\,m = g - a$ gelten und können diese eine große Verschieblichkeit geben, die sie für die Anwendung ungeeignet macht. Hierüber gibt das kinematische Verhalten des Systems Aufschluß.

Besteht das Tragwerk aus einer einzigen starren Scheibe, so kann diese zur statischen Bestimmtheit entweder in einem festen und einem beweglichen Lager gestützt werden (einfacher Balkenträger) oder in drei verschieblichen Lagern (Abb. 329). In letzterem

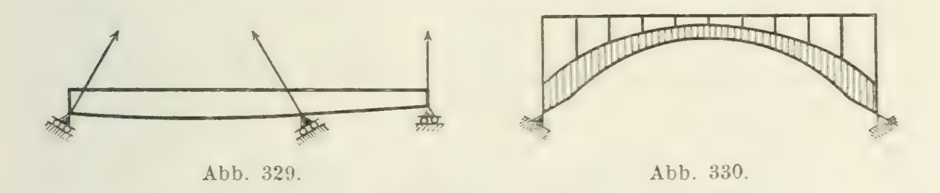


Abb. 329. Abb. 330.

Falle bedingt aber die Festhaltung des Trägers, daß sich die drei Normalen zu den Auflagerbahnen nicht in einem Punkte treffen und nicht parallel sind. Für die praktische Anwendung hat dieses Tragwerksystem keine Bedeutung.

Wird die Scheibe in mehr als zwei Punkten so gestützt, daß ein Lager fest, die übrigen verschieblich sind, so entsteht der kontinuierliche Balkenträger (Abb. 323), der so viel statische Unbestimmtheiten besitzt als mehr als zwei Stützpunkte vorhanden sind.

Die in zwei Punkten festgelagerte Scheibe entspricht einem Bogen- oder Hängeträger mit einfacher statischer Unbestimmtheit, dem Zweiggelenkbogen (Abb. 330). Werden noch zwei weitere Punkte der Scheibe verschieblich festgehalten, so entsteht der dreifach statisch unbestimmte eingespannte oder gelenklose Bogen (Abb. 331).

Teilt man die Scheibe durch ein Gelenk, so liefert der neue Scheibenteil drei weitere statische Bedingungen, denen bei einem unverschieblichen Gelenk zwei neue Unbekannte gegenüberstehen.

Jedes unverschiebliche Gelenk hebt sonach eine statische Unbestimmtheit auf. Wir erhalten so aus dem Zweigelenkbogen



Abb. 331.

durch Anbringung eines Mittelgelenkes den statisch bestimmten Dreigelenkbogen.

Ein Balkenträger über drei Stützen erfordert zur statischen Bestimmtheit die Anordnung eines Gelenkes, ein solcher über vier

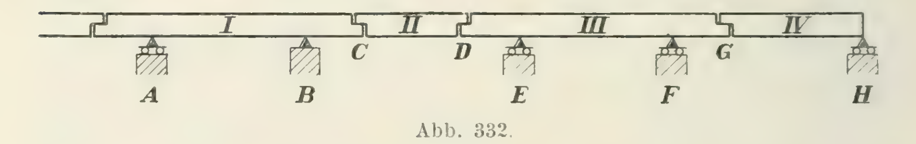


Abb. 332.

Stützen erfordert zwei Gelenke usw. Man erhält hiedurch den zuerst von Gerber (1866) in Vorschlag und zur Ausführung gebrachten kontinuierlichen Gelenkträger, Gerber-Träger, Auslegerträger oder den Träger mit frei schwebenden Stützpunkten, der im neu-

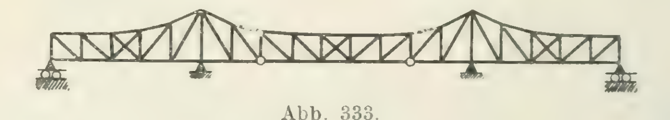


Abb. 333.

zeitlichen Brückenbau eine wichtige Rolle spielt und in dessen bedeutendsten Ausführungen (Forth-Brücke, Quebec-Brücke) Anwendung gefunden hat. Das System wird durch die schematische Abbildung 332 veranschaulicht. Es besteht aus den auf den Pfeilern



Abb. 334.

A B E F gelagerten Kragträgern I und III. und den dazwischen eingehängten, auf die Kragarme gestützten Koppel- oder Schwebeträgern II und IV. Die Anordnung kann sich auf beliebig viele Felder erstrecken, es wird aber jeder Kragträger nur von den auf ihn und

auf die beiden angrenzenden Koppelträger einwirkenden Lasten beansprucht, wogegen die Belastung der übrigen Teile ohne Einfluß ist. Sind die Auflager auf den Pfeilern mit Ausnahme eines Lagers beweglich, so sind die Gelenke C, D, G, fest auszuführen; es kann

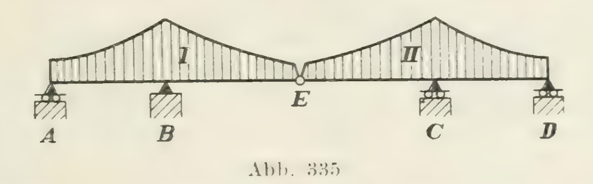


Abb. 335

aber auch jeder Kragträger auf ein festes und ein bewegliches Lager gesetzt werden, dann ist unter jedem Koppelträger ein längsverschiebliches Gelenk anzuordnen.

Bei Brücken mit drei Feldern wird nach Abb. 333 der Koppelträger gewöhnlich ins Mittelfeld gelegt; es kann aber auch, besonders bei gleich großen oder größeren Seitenfeldern nach Abb. 334

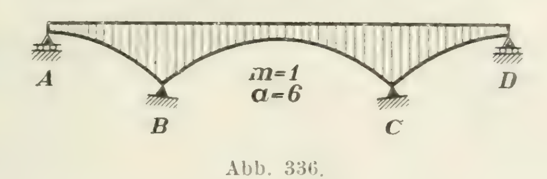


Abb. 336.

ein mittlerer Kragträger beiderseits durch Koppelträger an die Widerlager angeschlossen werden.

Der in Abb. 335 dargestellte Träger mit nur einem Gelenk im Mittelfelde ist einfach statisch unbestimmt. Durch Anordnung eines längsverschieblichen Gelenkes bei E würde diese Unbestimmtheit nicht beseitigt, sondern nur die Festhaltung der Scheibe II aufgehoben.

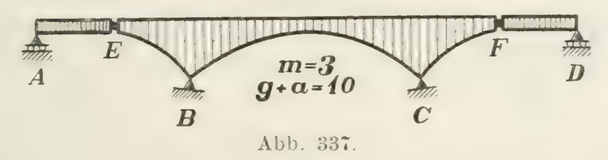


Abb. 337.

Das Prinzip des Auslegerträgers kann auch auf Bogenträger angewendet werden, wobei sich der Grad der äußeren statischen Unbestimmtheit nach obiger Regel leicht angeben läßt. So ist beispielsweise der Träger nach Abb. 336 dreifach, jener nach Abb. 337 einfach statisch unbestimmt. Die Anordnung eines Scheitelgelenkes würde eine Unbestimmtheit beheben.

Bei dem Gerber-Träger wirken die einzelnen ihn zusammensetzenden Scheiben als frei aufliegende Balken und es ist für die äußeren Kräfte ohne Belang, wie diese Balken selbst ausgebildet sind. Es können demnach einzelne oder auch sämtliche dieser Balken

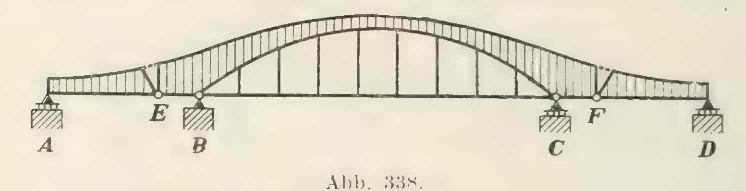


Abb. 338.

als Bogen mit Zugband konstruiert sein, wodurch die in den Abb. 338 bis 340 dargestellten Trägeranordnungen erhalten werden.

In bezug auf die äußeren Kräfte sind alle diese Anordnungen statisch bestimmt. Hinsichtlich der inneren Kräfte gibt jedes Zugband eine statische Unbestimmtheit.

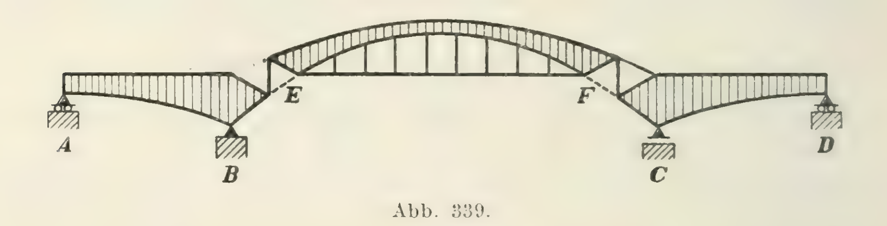


Abb. 339.

Innerlich statisch unbestimmt ist ein Träger, wenn die in ihm auftretenden Spannungen nicht aus den statischen Gleichgewichtsbedingungen zwischen inneren und äußeren Kräften erhalten werden können. Die statische Unbestimmtheit eines Tragwerks hat zur Folge, daß die Kräfte von dessen Formänderung abhängen und daher im



Abb. 340.

allgemeinen von der Aufstellung (Montage) der Konstruktion, sowie von Wärmeschwankungen beeinflußt werden können. Äußerlich statisch unbestimmte Träger sind in hohem Maße von der relativen Stützenlage abhängig, so daß geringe Änderungen darin bereits erhebliche Spannungen hervorrufen können.

Träger mit hoher statischer Unbestimmtheit werden daher in der Anwendung jetzt gerne vermieden.

In der Konstruktion der Träger sind zwei Ausführungsarten zu unterscheiden, nämlich vollwandige Träger und gegliederte oder Fachwerksträger. Zu den ersteren gehören die gegossenen und gewalzten Träger und die durch Nietung zusammengesetzten Blechträger. Die Träger der zweiten Art, die gegliederten Träger, bestehen aus einzelnen, an ihren Enden miteinander verbundenen, in einer Ebene angeordneten, stabförmigen Teilen. Man nennt sie Fachwerks- oder Gitterträger und wendet die letztere Bezeichnung im besonderen auf solche gegliederte Träger an, deren Stäbe dichter gruppiert sind, sich mehrfach kreuzen und dementsprechend verhältnismäßig enge Zwischenräume, Maschen, einschließen, während unter Fachwerk die weitmaschigen gegliederten Systeme verstanden werden.

§ 26 Balkenbrücken mit Vollwandträgern.

Die Balkenbrücken, die heute weitaus das wichtigste und häufig angewandte Bausystem der eisernen Brücken darstellen, bezeichnen keineswegs die älteste Anwendungsform des Eisens im Brückenbau; die Kettenbrücken sowie auch die gußeisernen Bogenbrücken sind ihnen vielmehr vorausgegangen. Es verdient aber bemerkt zu werden, daß das Auftreten der eisernen Balkenträger mit dem Entstehen der Eisenbahnen zusammenfällt. Abgesehen von der Gleiskonstruktion, die die Schienenstränge anfänglich aus gußeisernen, auf Unterlagen frei gelagerten, fischbauchförmigen Barren zusammensetzte, kamen bereits bei den ersten englischen Bahnen (1825 bis 1830) gußeiserne Balkenbrücken mit Spannweiten bis zu 20 *m*, aus etwa 7 *m* langen Stücken zusammengeschraubt, zur Ausführung. Die niedrige Zugfestigkeit des Gußeisens, seine Sprödigkeit und geringe Widerstandsfähigkeit gegen Stoß lassen aber, wie schon eingangs gesagt wurde, dieses Material für Brückenträger im allgemeinen und besonders für auf Biegung beanspruchte Balken selbst bei kleinen Spannweiten wenig geeignet erscheinen. Es hat aber doch noch einige Jahrzehnte hindurch, bis über die Mitte des XIX. Jahrhunderts, in Verbindung mit schweißeiserner Zugbewehrung, dann auch in den Druckgliedern der später zu besprechenden gegliederten Balkenträger Anwendung gefunden. Mit der Erfindung des Walzprozesses war jedoch ein neuer und besserer Baustoff auf den Plan getreten, der die Anwendung des Balkenträgersystems für bedeutend größere Spannweiten ermöglichte.

Zunächst waren es die vollwandigen, aus Blechen und Winkeleisen genieteten Träger, die den Bau der schmiedeisernen Brücken einleiteten und, wenn auch mit erheblichem Baustoffaufwand, große Spannweiten erzielen ließen. Von geschichtlicher Bedeutung für die Entwicklung des Brückenbaues sind die Konstruktionen, die die Ingenieure Fowler, Stephenson und Fairbairn, Brunel, Flachat u. a. bei den ersten englischen und französischen Bahnen zur Ausführung brachten. Sie gaben ihren großen Vollwandträgern entweder Kastenform mit doppelten Wandungen oder kasten- und zellenförmige Druckgurte (Abb. 341) und erreichten damit Spannweiten bis zu 70 *m*.


Abb. 341.

Noch bedeutungsvoller erscheinen aber die Leistungen, welche R. Stephenson zuwege brachte, als es sich beim Bau der Eisenbahn von Chester nach Holyhead (auf der englischen Insel Anglesea) darum handelte, einen Meeresarm mit Stützweiten über 100 *m* zu überbrücken. Das von ihm bei der Britannia-Brücke und der Conway-Brücke in den Jahren 1846 bis 1850 angewandte System der Röhren- oder Tunnelbrücken zeigt eine geschlossene rechteckige Röhre mit zellenförmigem Boden und ebensolcher Decke (Abb. 342). Die seitlichen Blechwände sind durch nahestehende Pfosten aus Winkeleisen ausgesteift. In den Brücken liegen zwei solche Röhren, von denen jede ein Gleis aufnimmt. Die ursprünglich beabsichtigte Verstärkung des Röhrenbalkens durch Anhängung an eine Kette wurde auf Grund der von Hodgkinson durchgeführten Modellversuche, die insbesondere die Frage der knicksicheren Ausbildung der Röhre auf empirischem Wege lösen halfen, als entbehrlich fallen gelassen. Die Britannia-Brücke hat bei 4 Öffnungen Träger, welche über je zwei Öffnungen von je 70 *m* und 140 *m* kontinuierlich sind. Das Gewicht des eingleisigen Überbaues beträgt pro Meter 12·5 *t*. Die Conway-Brücke besitzt eine Öffnung von 122 *m* Lichtweite und pro Meter eingleisigen Überbaues ein Gewicht von 11·8 *t*.

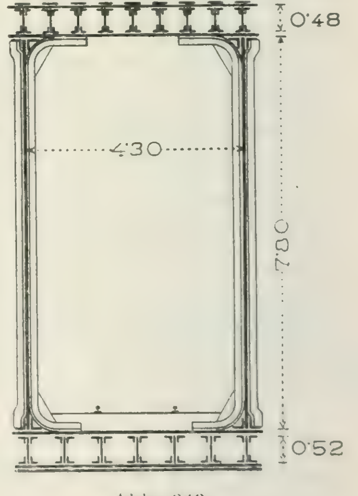


Abb. 342.

Das System der Röhrenbrücken hat nur noch bei der in den Jahren 1854 bis 1859 in Kanada mit einer Spannweite von rund

100 *m* erbauten Viktoria-Brücke über den St. Lorenzstrom zu Montreal Nachahmung gefunden. Mit dem ungefähr in die Zeit des Baues der Stephensonschen Brücken fallenden Auftreten der eisernen Gitterbrücken mußte sich der viel schwerere und für große Stützweiten unwirtschaftliche Vollwandträger auf die kleineren Spannweiten beschränken und heute wird er nur bis zu Spannweiten von etwa 25 *m*, selten darüber, zur Ausführung gebracht.

Die jetzt übliche Ausbildung der Blechträger wurde schon im § 12 näher besprochen. Die Abb. 343 und 344 bringen noch in Längs- und Querschnitten zwei Beispiele von Eisenbahn-Blechbrücken, nach den Musterentwürfen der Preuß.-Hess. Staatseisenbahnen[1]), die nach den Regeln der neuzeitigen Konstruktionspraxis und unter dem Gesichtspunkt möglichster Arbeitsvereinfachung aufgestellt worden sind. Abb. 343 bezieht sich auf eine Brücke von 16 *m* Stützweite mit oben liegender Fahrbahn. Die 12 *mm* starken Stegbleche sind in 1·0 *m* Entfernung, also nicht unter jeder Querschwelle, beiderseitig durch je einen über die Gurtwinkel gekröpften senkrechten Winkel ausgesteift. Beiderseits der Trägermitte, und zwar von ihr in 3 *m* Abstand liegt ein Stegblechstoß, von welchem der eine als Werkstattstoß, der andere (Abb. 343 *a*) als durchgehender Montagestoß ausgebildet ist. Der Träger kann sonach in zwei Stücken, von denen das größere noch unter 5 *t* wiegt, in der Werkstätte fertiggestellt werden. Der Fußweg (bei eingleisigen Überbauten beiderseitig), wird von Konsolen getragen, die mit den zwischen den Hauptträgern in 2 *m* Abstand angeordneten Querrahmen korrespondieren (Abb. 343 *b*). Letztere haben einfache Streben, nur der Querrahmen über den Auflagern hat gekreuzte Streben. Der Windverband liegt an den Obergurten, und besteht aus einem einfachen Strebenfachwerk.

Abb. 344 zeigt eine Brücke von 14 *m* Stützweite mit versenkter Fahrbahn. Die Hauptträger mit einem Achsabstande von 3·65 *m* nehmen die in 2·8 *m* Abstand liegenden Querträger auf. Für letztere, wie auch für die Schwellenträger sind Walzträger, Prof. N. 50 und N. 38 verwendet. Bei allen diesen Trägern sind Ausklinkungen der Flanschen, auch an den Anschlüssen, grundsätzlich vermieden. Die Anschlußwinkel der Querträger an den Hauptträgern reichen nur auf die Höhe des Querträgersteges. Die Eckaussteifungsbleche sind mittels je eines Winkels am Hauptträger und am oberen Querträgerflansch befestigt. Durch ein über die Höhe des Stegbleches bis zu den Gurtwinkeln der Hauptträger reichendes Futterblech sind Verkröpfungen

---

[1]) Herausgegeben von der Eisenbahndirektion Essen. Besprochen von Schaper im „Eisenbau" 1916, Nr. 1.

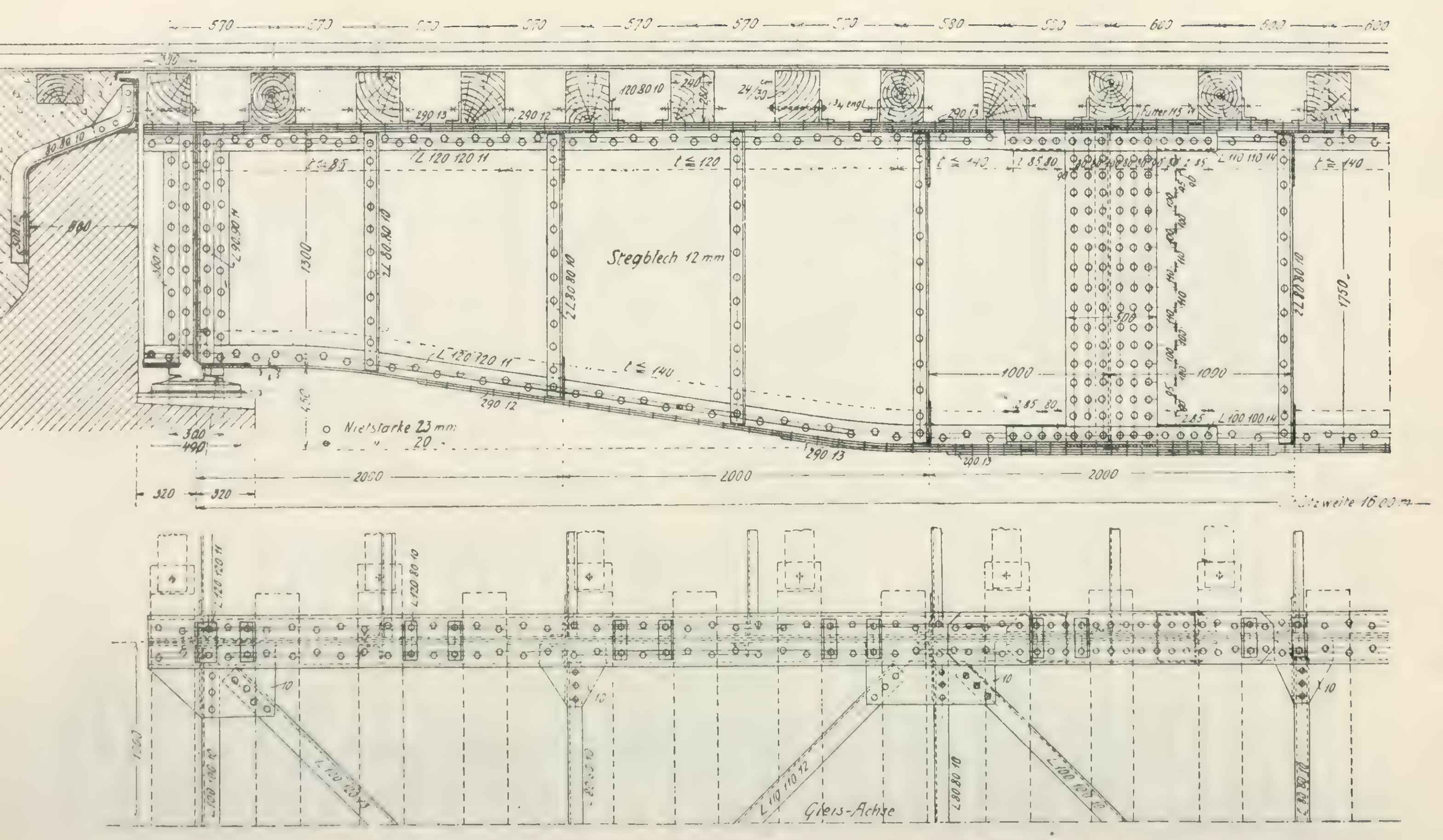


Abb. 343 *a*, *b*. Eisenbahn-Blechbrücke mit Bahn oben, für 16 *m* Stützweite.

der Anschlußwinkel und eine Ausklinkung des Querträgersteges vermieden. An der Außenseite liegt in jedem Querträgeranschlusse ein Steifenwinkel, der gleichzeitig den Anschluß einer kleinen Fußwegkonsole vermittelt. Überdies sind noch in der Mitte zwischen zwei Querträgern an der Außenseite der Hauptträger Winkel als Steifen angebracht. Auch die Schwellenträger sind an die Querträger nur im Stege angeschlossen, stützen sich aber mit ihrem unteren Flansch auch auf kleine an die Stege der Querträger genietete Flacheisen. In den oberen Flanschen sind die Schwellenträger untereinander

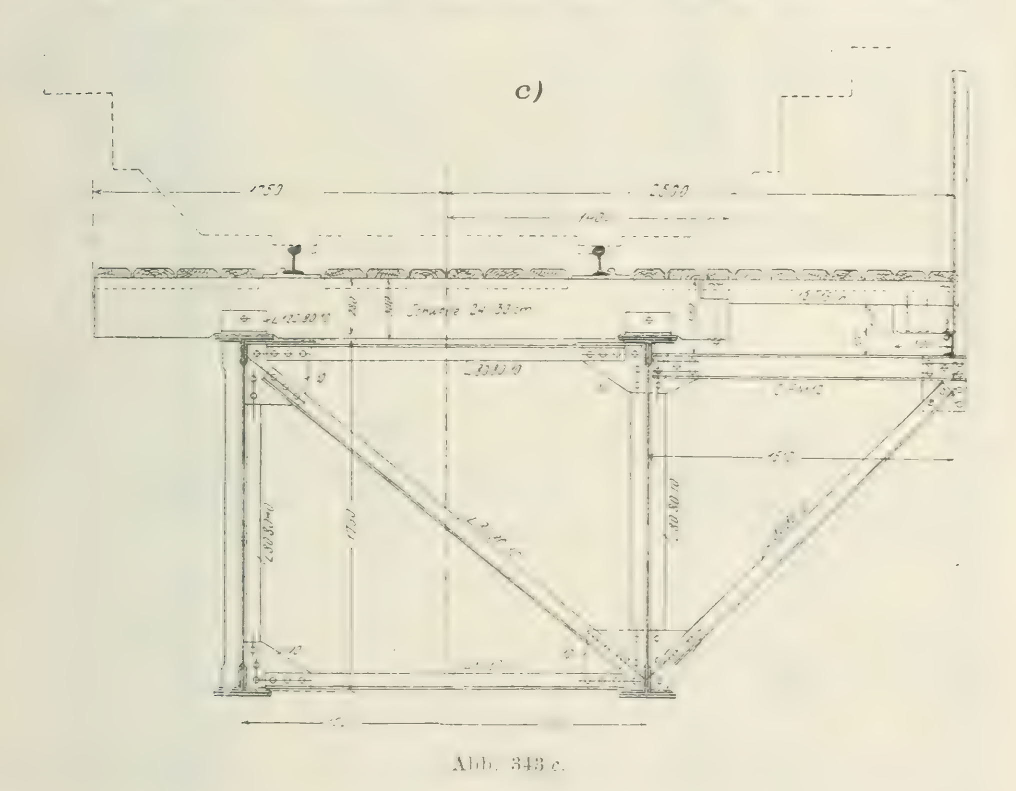


Abb. 343 c.

durch 17 *mm* starke Bleche verlascht, die durch Schlitze in den Querträgern hindurchreichen. Letztere sind über den Schlitzen in den oberen Flanschen durch aufgenietete Flacheisen verstärkt. Durch diese Verlaschung sind die oberen Anschlußnieten von Zugspannungen entlastet. Bei dem kleinen Querträgerabstand ist zwischen den Schwellenträgern kein Schlingenverband für notwendig befunden worden; es sind diese Träger nur in der Mitte zwischen je zwei Querträgern durch einen Riegel aus [-Eisen verbunden der an den Kreuzungspunkt der in der Ebene der Hauptträger-Untergurte liegenden

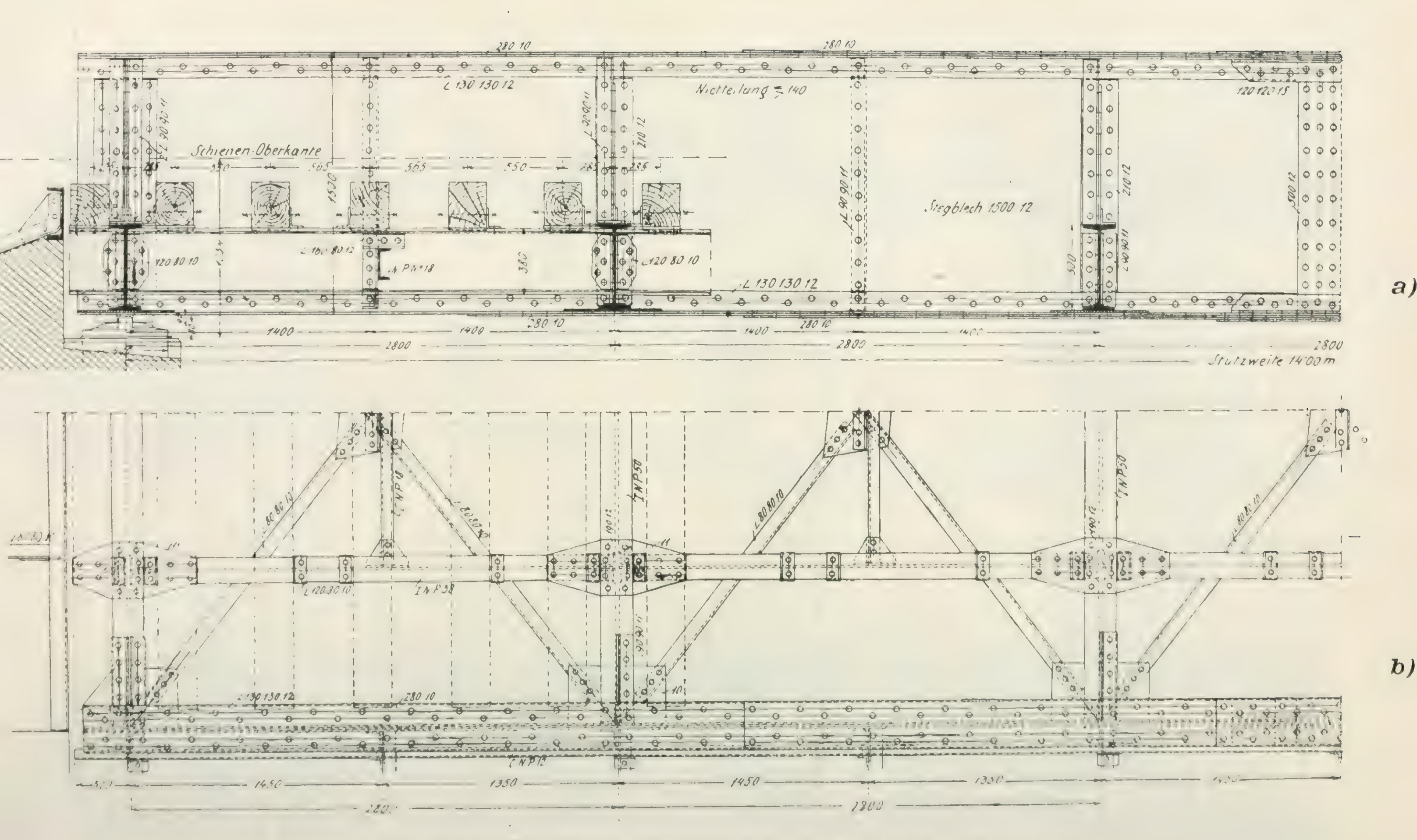


Abb. 344 *a, b.* Eisenbahn-Blechbrücke mit Bahn unten für 14 *m* Stützweite

Windstreben angeschlossen und dadurch in wagrechter Richtung festgehalten ist. Die Hauptträger haben in der Mitte einen durchgehenden Montagestoß.

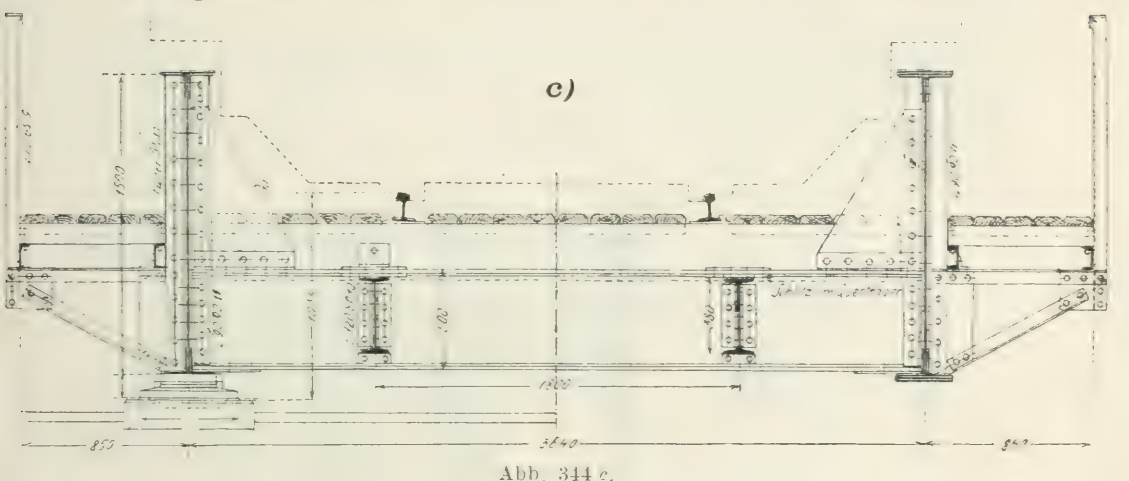


Abb. 344 c.

§ 27. Gitter- und Fachwerksträger.

Bei den Vollwandträgern wird die Materialfestigkeit in der die Gurte verbindenden Blechwand für die Biegungsbeanspruchung nicht voll ausgenutzt, während anderseits doch Verstärkungen notwendig sind, um ihr die erforderliche Steifigkeit zu sichern. Es lag daher ziemlich nahe, die Wand als durchbrochene Füllung auszuführen und hiedurch den Materialaufwand, besonders bei größeren Trägern zu vermindern. Die ersten eisernen Gitterträger lassen denn auch tatsächlich diese Art ihrer Entstehung deutlich erkennen und bildet bei ihnen das engmaschige Gitterwerk, das die beiden Gurtungen verbindet, nur einen Ersatz für die volle Wandung. Ihr Vorbild hatten diese Träger in den amerikanischen hölzernen Lattenbrücken, die Town anfangs der Dreißigerjahre des vorigen Jahrhunderts einführte (s. Bd. I, S. 223) und die zuerst in England in Eisen nachgebildet wurden. Als erstes größeres Bauwerk dieser Art erscheint die im Jahre 1845 im Zuge der Dublin-Droghedabahn erbaute Royalkanalbrücke mit 42·7 *m* Spannweite, die zwei Gleise auf drei Trägern von 5·34 *m* Höhe überführt. In rascher Folge sehen wir solche Brücken auch in Deutschland entstehen und es fand daselbst das System der engmaschigen Flacheisen-Gitterbrücken bei den in den Jahren 1850 bis 1857 von Lentze erbauten Brücken über die Weichsel bei Dirschau und über die Nogat bei Marienburg seine großartigste Anwendung. Die Dirschauer-Brücke erhielt sechs Öff-

nungen von je 131 *m*, die Marienburger-Brücke zwei Öffnungen von je 100 *m* Stützweite. Die Träger gehen über je zwei Öffnungen durch und haben bei der Dirschauer-Brücke 11·7 *m* Höhe. Das Gitterwerk besteht bei allen diesen Brücken aus zwei Lagen von sich kreuzenden, unter 45° geneigten Flacheisenstäben, die anfänglich gleich stark und gleich dicht angeordnet wurden, bei den späteren Brücken (Dirschau, Köln) einen der Beanspruchung der Wand besser angepaßten, ver-

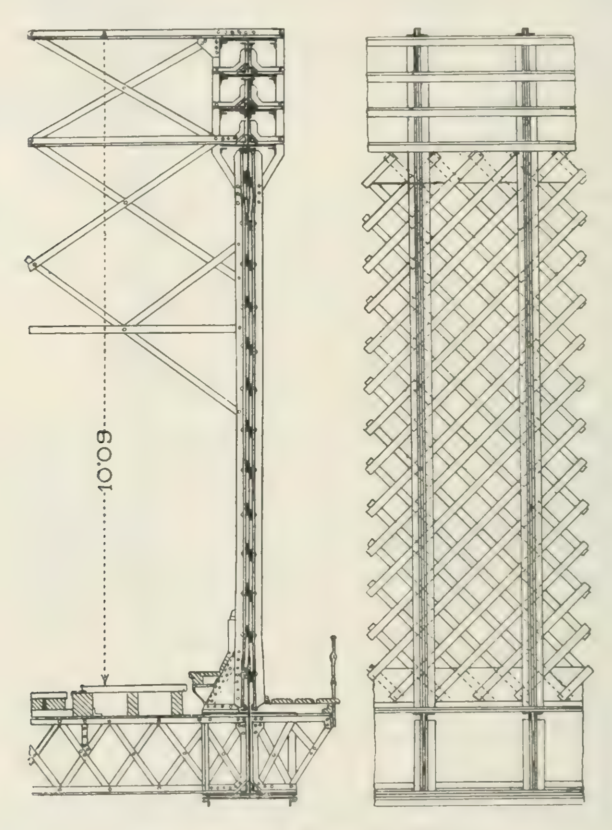


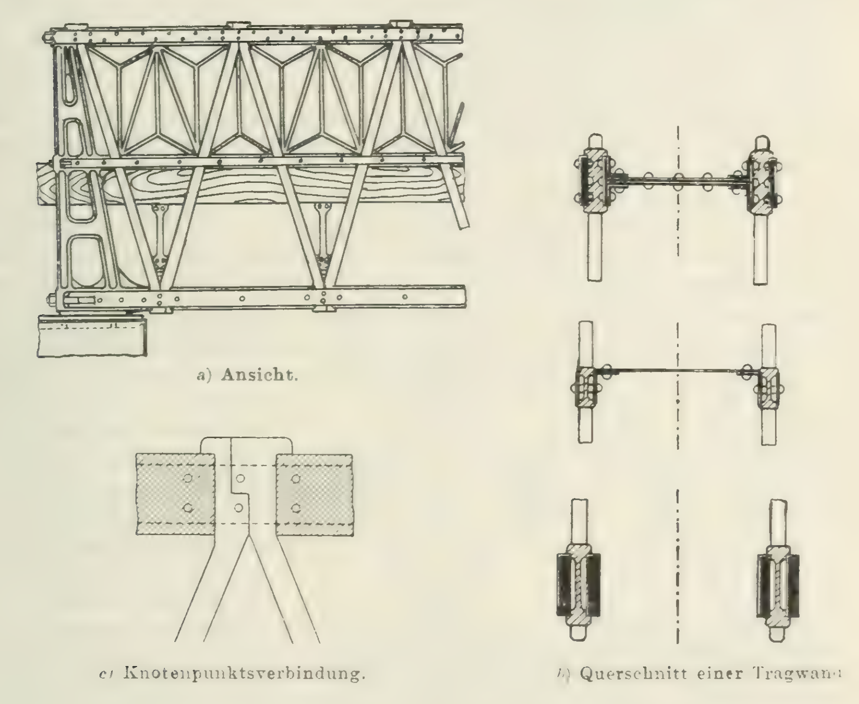
Abb. 345. Alte Dirschauer-Brücke.

schieden starken Querschnitt erhielten. Es mußten aber überdies, so wie bei den Blechträgern, Vertikalsteifen in entsprechend nahen Abständen angebracht werden, um die Wand gegen Ausknicken zu sichern (Abb. 345).

Von dieser ersten Generation der schmiedeeisernen Gitterbrücken bestehen jetzt nur mehr sehr wenig Beispiele. Die kleineren Spannweiten wurden im Laufe der Zeit durch Blechträger, die größeren durch moderne Fachwerksbrücken ersetzt. Die Dirschauer- und Marien-

burger-Brücke wurden in den Jahren 1889 bis 1891 neu erbaut und auch an die Stelle der letzten großen Brücke dieser Art, der Rheinbrücke zu Köln, ist seit einigen Jahren ein bemerkenswerter Neubau getreten.

Den Flacheisengitterbrücken folgten noch mehrere Entwicklungsstufen im Bau der eisernen Brücken, bevor diese zu ihrer heutigen Ausbildung gelangten. In dem Maße als die Theorie zu größerer Klarheit über die Beanspruchung eines gegliederten Trägers verhalf,



a) Ansicht.

c) Knotenpunktsverbindung. b) Querschnitt einer Tragwand.

Abb. 346. Neville-Brücke über die Elbe bei Leitmeritz.

wurde man allmählich auf rationellere Konstruktionen geführt. So folgte zunächst die steife Ausbildung der Gitterstäbe, zu denen L-, ⊔- und andere Profileisen verwendet wurden. Die stärkeren Querschnitte der Stäbe erlaubten es, die Maschen des Gitterwerks zu vergrößern und näherte man sich derart mehr und mehr dem Prinzip der Fachwerksträger. Es sind jedoch auch schon frühzeitig neben den genieteten Gitterträgern eigentliche fachwerksartige Konstruktionen entstanden, denen aber sämtlich in der baulichen Durchbildung noch bedenkliche Mängel anhafteten. Dies gilt sowohl von dem im Jahre 1845 von dem belgischen Ingenieur Neville aufgestellten System, wie auch von den nach ihrem österreichischen

Erfinder benannten Schifkorn-Brücken, welchen heute nur ein geschichtliches Interesse zukommt.

Neville gab seinen Trägern eine einteilige Strebenausfachung aus Stäben mit rechteckigem Querschnitt. Für die Gurte ist zum Teil Gußeisen verwendet und zwar bestehen sie aus einzelnen von Knoten zu Knoten reichenden Stücken, zwischen welche die hakenförmig gestalteten Enden der Wandstäbe geschoben sind. Durchgehende Sweißeisenschienen, die beiderseits an die Gurte angelegt und an den Enden angespannt sind, halten die Teile zusammen (Abb. 346). Die Verbindung ist sonach ohne jedwede Vernietung nur durch einzelne Schraubenbolzen bewerkstelligt und wohl als sehr mangelhaft zu bezeichnen. Nach diesem System wurden zu Beginn der zweiten Hälfte des vorigen Jahrhunderts besonders in Frankreich, Italien und Österreich ziemlich viele Brücken gebaut; es dürften aber derzeit davon nur mehr sehr wenige bestehen. Als eine der letzten Neville-Brücken in Österreich wurde die Elbebrücke in Leitmeritz mit Öffnungen von je rund 44 *m* im Jahre 1910 abgetragen und durch eine neue Fachwerksbrücke ersetzt[1]).

Eine wesentlich bessere bauliche Ausbildung des einfachen Strebenfachwerks zeigen die um ungefähr die gleiche Zeit von Warren in England erbauten Brücken. Zwar wurde anfänglich zu den Druckgurten und Druckstreben noch Gußeisen verwendet, die Mittelgurte des Neville-Trägers sind aber fortgelassen und die Verbindung der Stäbe in den Knotenpunkten erfolgte in rationellerer Weise durch Gelenkbolzen. Das System der Warren-Träger ist dann besonders in den amerikanischen Brücken zu weiterer Entwicklung gelangt.

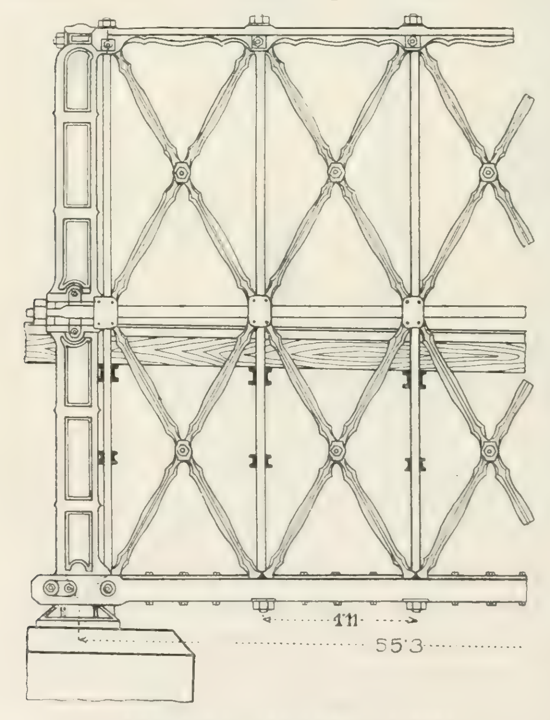


Abb. 347 *a*. Schifkorn-Brücke.

Das in Österreich entstandene und daselbst um die Zeit von 1858 bis 1867 vielfach zu Eisenbahn- und Straßenbrücken angewandte System Schifkorn hat die Howeschen Holzträger (siehe Bd. I, S. 228) in Eisen nachgebildet (Abb. 347 *a*). Es enthält sonach in der Ausfachung gekreuzte, auf Druck beanspruchte Streben und künstlich gespannte Vertikalstäbe. Die Streben, sowie der aus einzelnen Stücken bestehende Obergurt sind aus Gußeisen, die Vertikalen und der Untergurt aus Schmiedeeisen. Im Obergurt liegen, wie beim Neville-Träger Spannschie-

[1]) Weingärtner, Die Kaiser Franz Josef-Brücke über die Elbe in Leitmeritz; Allgem. Bauzeitung 1911.

nen, welche ihn zusammenhalten und gegen Ausknicken sichern sollen (Abb. 347 *b*). Die Haupt- und Gegenstreben liegen in einer Ebene, sind daher an den Kreuzungsstellen unterbrochen. Da überdies bei der Konstruktion dieser Träger das Bestreben vorwaltete, sie aus verhältnismäßig kurzen und leichten Teilen ohne jede Vernietung zusammenzusetzen, so wurde jeder Hauptträger aus zwei bis vier nahestehenden Wänden gebildet, die untereinander durch die durchgehenden Knotenpunktschrauben in Verbindung standen; auch wurde bei größeren Trägern

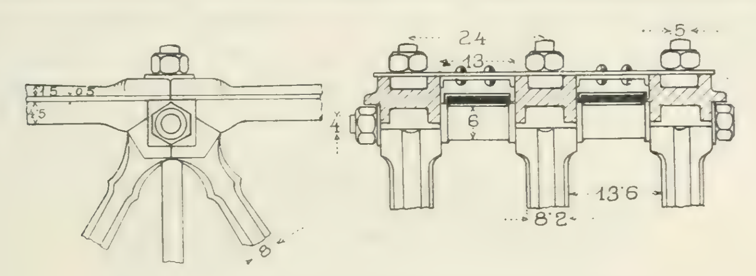


Abb. 347 *b*. Schifkorn-Brücke; oberer Knotenpunkt.

das doppelte Howesche System in Anwendung gebracht, wodurch jede Strebe in vier Stücke zerfiel, die sich in den Kreuzungs- wie auch in den Knotenpunkten nur stumpf gegeneinander stemmten. Die Träger mit doppeltem System erhielten noch einen Mittelgurt in Gestalt durchgehender Längsschienen.

Die Mängel dieses Systems liegen zu sehr auf der Hand, als daß sie einer besonderen Hervorhebung bedürfen. Mit dem im Jahre 1868 erfolgten Einsturz der Eisenbahnbrücke über den Pruth bei Czernowitz (57 *m* Stützweite), welcher allerdings direkt durch Schweißfehler und zu hohe Inanspruchnahme des Untergurtes veranlaßt worden, kam dieses System in Mißkredit und es wurden die in Österreich bestandenen Schifkorn-Brücken sämtlich nach und nach beseitigt.

Ein Fachwerksträger besteht im allgemeinen aus den Gurtungen, die seine obere und untere Begrenzung bilden (Ober- und Untergurt) und aus den Ausfachungs- oder Gitterstäben, die die Kraftübertragung von einem Gurt zum anderen vermitteln.

Die Verbindung der Stäbe in den Knotenpunkten nehmen wir bei der Berechnung der Fachwerke als gelenkig an, so daß unter dieser Annahme in den Stäben nur axiale Kräfte, Zug- und Druckkräfte auftreten. Wir führen aber unsere Fachwerke mit fester Vernietung in den Knotenpunkten aus, nur die amerikanische Bauweise wendet gelenkige Bolzenverbindungen an. Die festen Verbindungen verursachen Biegungsspannungen in den Stäben, die als Nebenspannungen zu den axialen Haupt- oder Grundspannungen hinzutreten, für gewöhnlich aber durch die Rechnung nicht näher bestimmt, sondern in der Wahl der Inanspruchnahme berücksichtigt werden. (Näheres hierüber im § 30.) Man wird trachten, diese Nebenspannungen durch geeignete Ausbildung der Stabquerschnitte und Anschlüsse möglichst herabzusetzen.

Bei einem bloß auf zwei Stützen aufliegenden Balkenträger wird der Obergurt durchaus auf Druck, der Untergurt auf Zug beansprucht. In der Ausfachung sind zwei verschiedene Stabrichtungen zu unterscheiden, wovon der einen eine Beanspruchung auf Druck, der anderen eine solche auf Zug zukommt. Für die gewöhnlich vorkommenden Trägerformen und Belastungen werden die gegen die Trägermitte nach abwärts fallenden Gitterstäbe auf Zug, hingegen die nach aufwärts steigenden Gitterstäbe auf Druck beansprucht.

In den ausgeführten Fachwerksträgern finden wir hauptsächlich zwei Anordnungen der Ausfachung vertreten:

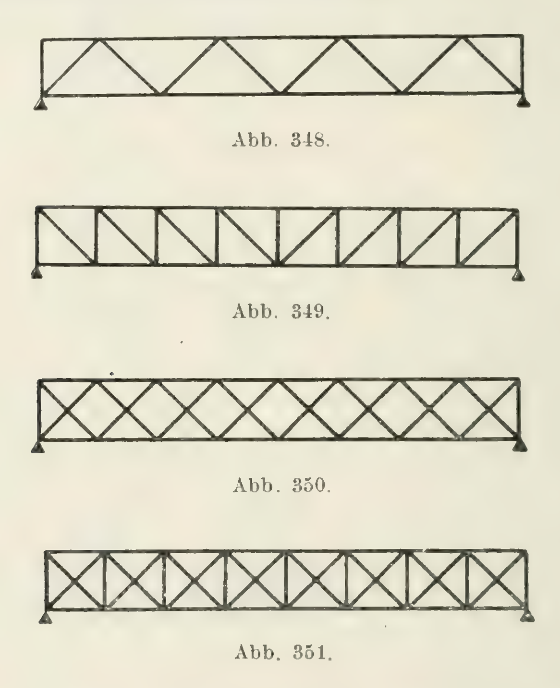


Abb. 348.

Abb. 349.

Abb. 350.

Abb. 351.

Das symmetrische oder Strebenfachwerk (Abb. 348), bei dem beide Stablagen gegen die Lotrechte unter dem gleichen Winkel geneigt sind und

das unsymmetrische oder Ständerfachwerk (Abb. 349), bei dem eine Stablage lotrecht steht.

Wir unterscheiden ferner die einfachen, einteiligen oder Dreiecksausfachungen, welche nur einen Strebenzug enthalten, in denen sonach keine Strebenkreuzungen vorkommen (Abb. 348, 349) und

die mehrfachen oder mehrteiligen Ausfachungssysteme, die durch Zusammenlegung mehrerer einfacher Systeme entstehen. Von diesen werden aber wohl nur mehr die zweiteiligen Streben- und

Ständerfachwerke ausgeführt[1]) (Abb. 350, 352), während die mehrteiligen engmaschigeren Ausfachungen älteren Bauweisen entsprechen und jetzt nicht mehr in Anwendung stehen. Treten zu dem zweiteiligen Strebenfachwerk noch Vertikalstäbe, so entsteht das sogenannte Doppelfachwerk (Abb. 351), welches auch noch heute, besonders für Träger von mittlerer Spannweite, gerne Anwendung findet.

Die einfachen Fachwerke sind innerlich statisch bestimmt, die Stabkräfte lassen sich, wenn die angreifenden Kräfte (Lasten und Stützenkräfte) bekannt sind, aus den statischen Gleichgewichtsbedingungen eindeutig ermitteln. Die statische Bestimmtheit des ebenen Fachwerks erfordert, daß k Knotenpunkte nur durch $s = 2k - 3$ Stäbe verbunden sind. Diese Bedingung ist beim einfachen Fach-

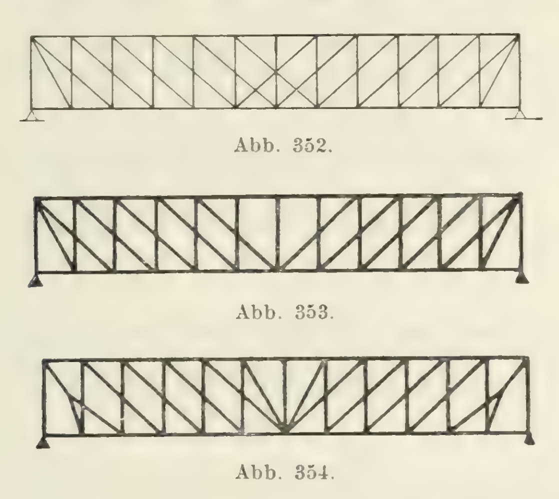


Abb. 352.

Abb. 353.

Abb. 354.

werk erfüllt. Mehrteilige Fachwerke sind im allgemeinen statisch unbestimmt, sie enthalten mehr Stäbe, als zur Unverschieblichkeit des Systems erforderlich sind und diese beeinflussen sich gegenseitig durch ihre elastischen Formänderungen. Man kann aber auch mehrteilige Systeme durch Weglassung geeigneter Stäbe (Abb. 353), was aber bedeutend erhöhte Nebenspannungen in den Gurten zur Folge haben kann, statisch bestimmt machen oder dadurch, daß man eine genügende Zahl von Knoten niedriger Ordnung (das sind solche, wo nur zwei oder drei Stäbe zusammentreffen) ausbildet[2]). Die

[1]) Auf das ungünstige Verhalten dieser Systeme infolge des Spannungswechsels und der hohen Nebenspannungen wird später aufmerksam gemacht.

[2]) Enthält das System höchstens fünffache Knoten (in denen je 5 Stäbe zusammentreffen) und ist deren Zahl k_5, so erfordert die statische Bestimmtheit die Anordnung von k_3 dreifachen und k_2 zweifachen Knoten, deren Zahl der Bedingung entspricht $k_3 + 2\,k_2 = 6 + k_5$.

Abb. 353 bis 356 stellen Anordnungen solcher statisch bestimmter Fachwerke dar, die aber für die praktische Anwendung kaum in Betracht kommen.

Die Kreuzungspunkte der Streben können auch als Knotenpunkte aufgefaßt werden und man erkennt, daß bei allen statisch bestimmten Trägern an ein festes Grundgebilde (Stab oder Dreieck) die weiteren Knotenpunkte immer nur durch je zwei Stäbe angeschlossen sind. Solche statisch bestimmte Gebilde sind dann auch der durch symmetrische Verdopplung des Trägers der Abb. 355 entstehende Dietz-Träger (Abb. 357) oder der Träger nach Abb. 358.

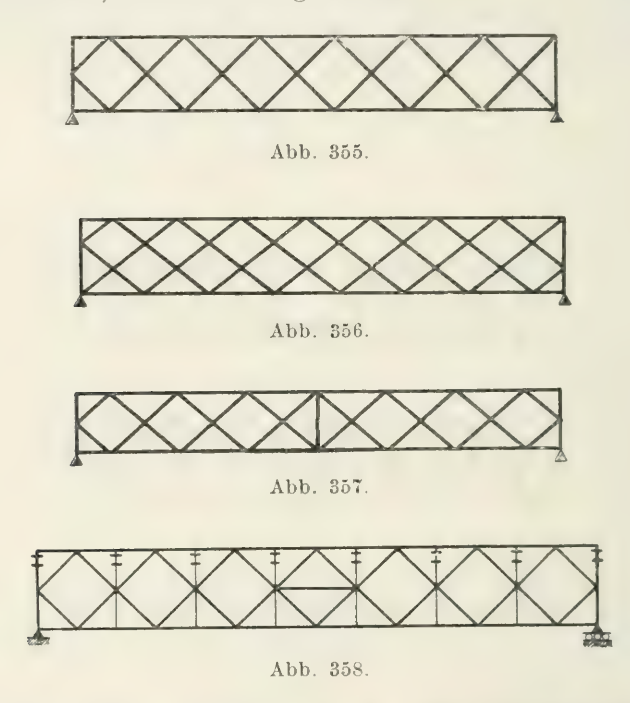


Abb. 355.

Abb. 356.

Abb. 357.

Abb. 358.

Die zweiteiligen Systeme nach Abb. 350 und 352 sind dagegen einfach statisch unbestimmt. Eine genauere Spannungsberechnung müßte die elastischen Formänderungen berücksichtigen. Da aber, wie sich zeigt, jedes Teilsystem vornehmlich nur durch die in seinen Knotenpunkten wirkenden Lasten beansprucht wird, so kann man sich meist mit einer Näherungsberechnung auf Grund der Zerlegung in die Einzelsysteme begnügen (s. S. 350). Allerdings geht daraus auch der neben den hohen Nebenspannungen der Gurte hauptsächlichste Nachteil dieser mehrteiligen Systeme hervor, daß nämlich jede über den Träger rollende Last eine wiederholte Be- und Entlastung der Ausfachungsstäbe bewirkt, daher zu Schwingungsspannungen

Anlaß geben kann. Die Verwendung einfacher statisch bestimmter Ausfachungen ist daher entschieden zu bevorzugen.

Bei großer Trägerhöhe geben die einfachen Systeme aber große Knotenweiten, da es für den Baustoffaufwand in der Ausfachung nicht zweckmäßig ist, die geneigten Stäbe viel steiler als unter 40 bis 45° zu legen. Um jedoch die Fahrbahnkonstruktion nicht zu schwer zu erhalten, geht man mit dem Querträgerabstand für gewöhnlich nicht über 5 bis 6 *m* (s. § 21, S. 273) und schaltet sonach bei

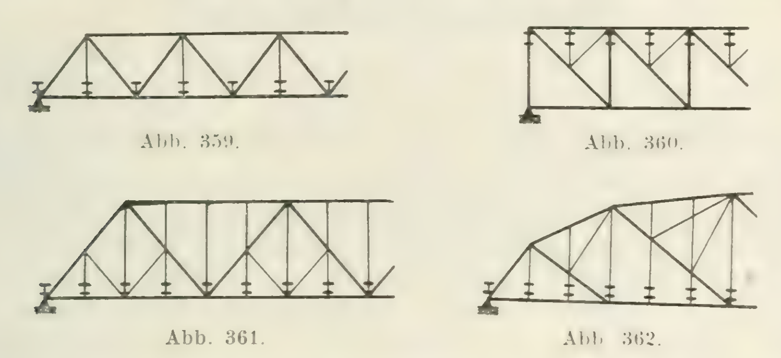


Abb. 359. Abb. 360.

Abb. 361. Abb. 362.

größerer Knotenweite Zwischenquerträger ein, die mittels Hilfsvertikalen an die Hauptknoten des Fachwerks angehängt oder auf sie gestützt werden (Abb. 359 bis 362). Die bis zum Obergurt durchreichenden Hilfsstäbe erhöhen dessen Widerstand gegen Knickung. Es entstehen so Träger mit sekundärer Ausfachung oder mit Hilfsvertikalen, bei denen allerdings wieder mit einer gewissen Erhöhung der Nebenspannungen in den Gurten zu rechnen ist (s. § 30).

Enger gestellte Knotenpunkte lassen sich bei statischer Bestimmtheit auch durch Anwendung der K-Ausfachung erhalten

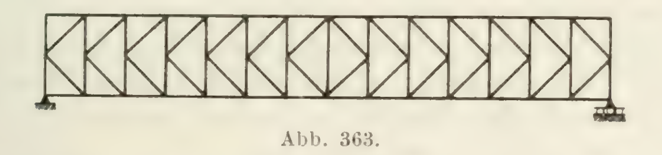


Abb. 363.

(Abb. 363), doch wird dieses etwas unruhig wirkende Ausfachungssystem des nach Haeseler benannten Trägers weniger für Hauptträger (Eisenbahnbrücke über die Havel bei Brandenburg, Quebec-Brücke), dagegen häufig für die Windverstrebungen verwendet.

Für die bauliche Ausbildung der Fachwerkstäbe ist es von Wichtigkeit, ob sie nur auf Zug oder auch auf Druck beansprucht werden. In ersterem Falle könnten sie als sogenannte schlaffe Stäbe aus Flacheisen oder Blechen hergestellt, in letzterem Falle müssen

sie steif ausgeführt werden. Während nun die Stäbe in den Endfächern eines frei aufliegenden Balkenträgers immer nur in einem Sinne beansprucht werden, tritt in den mittleren Fächern ein Wechsel von Druck und Zug auf. Anstatt aber diese Stäbe steif auszubilden, hat man es früher beim Ständerfachwerk vorgezogen, schlaffe Gegendiagonalen zu geben (Abb. 364), die dann in Spannung treten, wenn

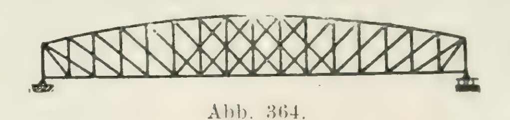


Abb. 364.

die Hauptdiagonalen durch den eintretenden Druck spannungslos werden. Die Schwierigkeit richtiger Montierung, dadurch herbeigeführtes Überspannen oder Schlaffwerden und Schwingen dieser schwachen Gegendiagonalen haben veranlaßt, daß man jetzt von ihrer Anordnung ganz abgekommen ist und dafür das einfache Fachwerk in den Fächern mit Spannungswechsel mit steifen Stäben ausführt. Aber auch für die reinen Zugstäbe, die man früher immer nur aus Flacheisen oder Blechen herstellte, zieht man jetzt bei unseren genieteten Konstruktionen die steife Ausbildung vor, da hiedurch der richtige Zusammenbau des Fachwerks erleichtert wird.

Nach der Linienführung der Gurte unterscheidet man Träger mit geraden parallelen Gurtungen, Parallelträger und Träger, bei denen ein oder auch beide Gurte gekrümmt oder vielmehr vieleckig sind, Vieleckträger oder krummgurtige Träger[1]).

Parallelträger werden für kleine und mittlere Spannweiten am häufigsten angewendet; sie haben den Vorteil der einfacheren Herstellung, wogegen sich durch krummgurtige Träger im allgemeinen eine Gewichtsersparnis erzielen läßt, wenn ihre Form mehr oder weniger der Linie der größten Biegungsmomente angepaßt wird. Es ergibt sich dadurch in der ganzen Trägerlänge eine mehr gleichförmige Gurtkraft und das Volumen der Ausfachungsstäbe wird bedeutend vermindert. Gewöhnlich wird nur ein Gurt gekrümmt, der andere, und zwar der, an dem die Fahrbahn gelegen ist, gerade

[1]) Eine stetige Krümmung der Gurte ist mit dem Prinzipe des Fachwerksträgers nicht vereinbar und kann erhebliche Biegungsspannungen im Gurte zur Folge haben. Man führt daher die Gurte vieleckig, von Knotenpunkt zu Knotenpunkt gerade aus. Stetig gekrümmte Gurte erhielten nur die ersten Parabelträger (Bogensehnenträger, Bowstring), neuestens auch wieder die mit Halbparabelträgern ausgeführten Straßenbrücken über den Rhein-Herne-Kanal, wohl des besseren Aussehens wegen, was man aber kaum als nachahmenswert gelten lassen kann.

ausgeführt. Bei oben liegender Bahn mit geradem Obergurte entstehen dann sogenannte Fischbauchträger (Abb. 365). Es können aber auch beide Gurtungen gekrümmt sein, wodurch entweder Sichel- und Halbsichelträger (Abb. 366) oder Linsenträger (Abb. 367) entstehen.

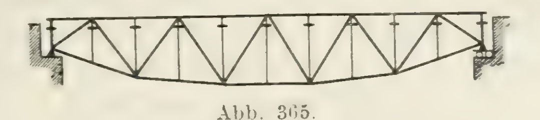


Abb. 365.

Die Gurte der eine Öffnung überspannenden Träger sind an den Auflagern entweder zusammengeführt oder es ist dies nicht der Fall und die Träger endigen mit senkrechten oder schrägen Endständern.

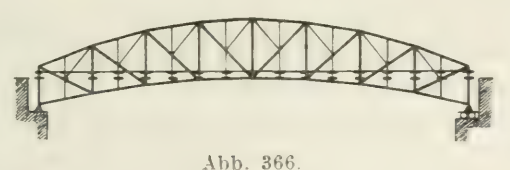


Abb. 366.

Von besonderen Formen krummgurtiger Träger sind hervorzuheben:

Der Parabelträger (Abb. 368). Die Knotenpunkte des gekrümmten Gurtes liegen auf einer Parabel. Für volle gleichmäßige

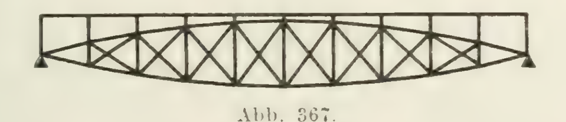


Abb. 367.

Belastung, die als Momentenlinie ebenfalls eine Parabel gibt, wird die Spannung des geraden Gurtes, die sich aus $M:h$ rechnet, konstant. Auch der gekrümmte Gurt ändert seine Spannung wenig, sie nimmt nur gegen die Trägerenden etwas zu. Die Gurte können so-

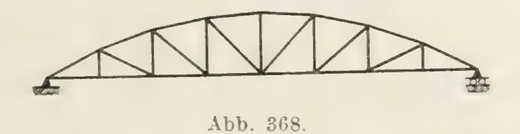


Abb. 368.

nach mit gleich oder nahezu gleichbleibendem Querschnitt ausgeführt werden. Bei einer Ständerausfachung werden die Schrägstäbe durch die totale gleichmäßig verteilte Belastung gar nicht, sonach durch die ungünstigsten einseitigen Belastungen ebenso stark auf Zug wie

auf Druck beansprucht[1]). Diese Höchstspannung der Schrägstäbe ist ihrer Länge proportional, nimmt daher von den mittleren gegen die Endfache zu ab. Sämtliche Stäbe der Ausfachung sind drucksteif auszubilden; bei älteren Ausführungen finden wir aber durchwegs Gegendiagonalen. — Der Parabelträger läßt gegenüber dem Parallelträger eine Gewichtsersparnis von 10 bis 15% erreichen, doch sind die Arbeitskosten, wie bei allen krummgurtigen Trägern, höhere. Ungünstig ist die spitzwinklige Zusammenführung der Gurtungen und die rasche Abnahme der Trägerhöhe gegen die Enden, die bei unten liegender Fahrbahn nur im mittleren Teile die Anbringung von Querverbänden zwischen den Obergurten der Tragwände ermöglicht. Auch treten in den Endstäben der Gurtungen im allgemeinen größere Nebenspannungen als beim Parallelträger auf.

Der Paulische Träger (Abb. 367) ist ein Linsenträger, dessen Form so bestimmt wurde, daß beide Gurtungen eine durchaus konstante Spannung erhalten. Die Ausfachung enthält gekreuzte Flachstäbe und lotrechte Pfosten. Die Gurtform weicht nur sehr wenig von der Parabel ab. Die nach ihrem Erfinder, dem bayrischen Baudirektor v. Pauli, benannten Träger sind seit dem Jahre 1857 mehrfach in Deutschland, besonders in Bayern zur Anwendung gekommen und ist das bedeutendste Beispiel die Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mainz mit zwei eingleisigen Überbauten von 105·4 *m* Stützweite, von denen das erste Gleis noch unter Pauli im Jahre 1857, das zweite im Jahre 1870 errichtet wurde. Die älteren Paulischen Träger zeigen gewisse bauliche Ausbildungen — Untergurt als sogenannter Bandgurt aus wagrecht übereinander liegenden Blechen — welche später keine Nachahmung mehr gefunden haben. Linsenförmige Paulische Träger werden heute kaum mehr gebaut, dagegen kann es unter Umständen vorteilhaft sein, dem Träger eine solche Form zu geben, daß abweichend vom Parabelträger nicht die Spannung des geraden Gurtes, sondern jene des eckigen Gurtes konstant gemacht wird. Die Form eines solchen Trägers kann leicht auf graphischem Wege festgelegt werden (Abb. 369). Man trägt in den Ordinaten 1, 2, 3 . . . die Maximalmomente in den Knotenpunkten des Untergurtes in einem solchen Maßstabe auf, daß das Moment in der Trägermitte ungefähr gleich der dem Träger daselbst zu gebenden

[1]) Für einen Ausfachungsstab, der die Knotenpunkte o und u verbindet, denen die, den Parabelordinaten entsprechenden Trägerhöhen h_o und h_u sowie die Momente M_o und M_u zugehören, rechnet sich bei dem Neigungswinkel β des Stabes gegen die Lotrechte die Spannung aus (s. S. 343) $S = \left(\frac{M_u}{h_u} - \frac{M_o}{h_o}\right) \operatorname{cosec} \beta$. Für totale gleichmäßige Belastung ist $M : h$ konstant, folglich $S = o$.

Höhe gemacht wird und legt die Obergurtstäbe tangierend an Kreisbögen, deren Halbmesser durch die Momentenordinaten bestimmt sind.

Der Schwedler-Träger, von dem preußischen geh. Oberbaurat Schwedler zum ersten Male im Jahre 1863 bei der Weserbrücke zu Corvey angewandt, besitzt eine solche Gurtform, daß in den rechtsfallenden Streben der linken Trägerhälfte bei Rechtsbelastung

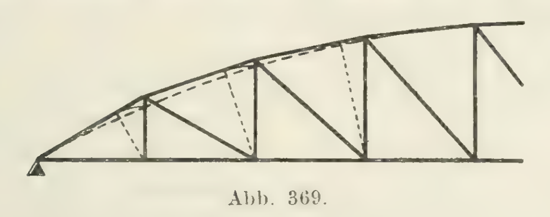


Abb. 369.

Zug auftritt, dagegen bei Linksbelastung ihre Spannung gerade Null wird; dies gilt dann in symmetrischer Übertragung auch für die rechte Trägerhälfte. Es ist sonach für die Schrägstäbe des Ständerfachwerks die obere Grenzspannung S_{max} Zug (—), die untere Grenzspannung $S_{min} = 0$, wogegen beim Parallelträger in den äußeren Fächern sowohl S_{max} wie S_{min} positiv, beim Parabelträger durchweg

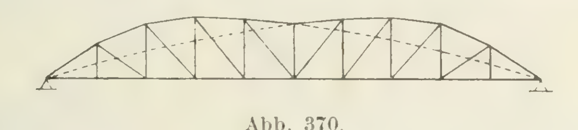


Abb. 370.

$S_{max} = - S_{min}$ ist. Für gleichmäßig verteilte Verkehrslast und sehr kleine Knotenweite liegen bei geradem Untergurte die Knotenpunkte des Obergurtes auf zwei symmetrisch gelegenen Hyperbelästen (Abb. 370); wegen des besseren Aussehens hat man aber in der Ausführung die höchsten Punkte der beiden Kurvenäste durch einen wagrechten Gurt verbunden und diesen mittleren Teil des Trägers

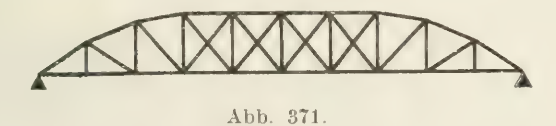


Abb. 371.

entweder mit steifen Zugstreben oder mit Gegendiagonalen versehen (Abb. 371).

Gegenüber dem Parabelträger hat die Form des Schwedler-Trägers durch die an den Enden größere Trägerhöhe konstruktive Vorteile. Die durchwegs schlaffe Ausbildung der Zugstäbe, wie sie alle älteren Schwedler-Brücken zeigen, kann aber leicht Gefahren

für den Betrieb zur Folge haben, da schon eine geringe Erhöhung der Verkehrslast Druckspannungen und ein gefährliches Ausknicken dieser

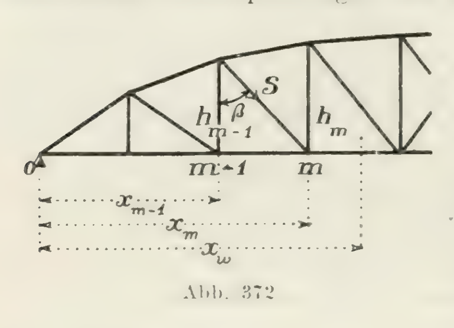


Abb. 372

Stäbe oder wenigstens starke Überanstrengungen der steifen Knoten hervorrufen würde. Man müßte daher entweder schon von vornherein bei der Bestimmung der Form eines Schwedler-Trägers mit einer etwas vergrößerten Verkehrslast rechnen oder die Schrägstäbe steif ausbilden. Letzteres wird man bei Ausführung von Schwedler-Trägern jetzt wohl zur Regel machen.

Formbestimmung des Schwedler-Trägers. Für einen Schrägstab (Abb. 372) mit den anliegenden Trägerhöhen h_m und h_{m-1} rechnet sich die Spannung allgemein aus

$$S = \left(\frac{M_m}{h_m} - \frac{M_{m-1}}{h_{m-1}}\right) \operatorname{cosec} \beta.$$

Sind M_m und M_{m-1} die Momente für jene Belastung, welche die untere Grenzspannung des Stabes hervorruft, so muß zufolge der für den Schwedler-Träger geltenden Bedingung $S_{min} = 0$ sein oder $\frac{h_{m-1}}{h_m} = \frac{M_{m-1}}{M_m}$ sein. Ist g das gleichförmig verteilte Eigengewicht und bezeichnet man die auf m und $m-1$ bezogenen Momente der linksseitig, in der Strecke $o-m$ aufgebrachten Verkehrslasten mit M und M', so erhält man

$$\frac{h_{m-1}}{h_m} = \frac{g\,x_{m-1}(l - x_{m-1}) + 2\,M'}{g\,x_m(l - x_m) + 2\,M} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 89)$$

Für eine gleichförmig verteilt angenommene Verkehrsbelastung p pro Meter ergibt sich mit einer nur geringfügigen Ungenauigkeit

$$\frac{h_{m-1}}{h_m} = \frac{x_{m-1}(l - x_{m-1})(g\,l + p\,x_m)}{x_m(l - x_m)(g\,l + p\,x_{m-1})} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 90)$$

Danach sind unter Annahme einer Höhe alle übrigen Höhen des Trägers zu berechnen. Man wird von der größten Höhe im mittleren Teile ausgehen und hat nur noch jenen Knotenpunkt zu bestimmen, an den der gerade Gurt anschließt. Für unendlich kleine Knotenweiten entspricht die Lage des Scheitelpunktes der Hyperbel jenem Punkte, für den $Q_{min} = 0$ wird, sonach der Abszisse $x_w = \left(-\frac{g}{p} + \sqrt{\frac{g}{p} + \frac{g^2}{p^2}}\right) l$. Bei gegebener Fachausteilung hat man dafür den nächsten gegen die Trägermitte zu gelegenen Knotenpunkt zu setzen.

Dem Schwedler-Träger in der Form verwandt ist der Ellipsenträger mit einem Obergurt, dessen Knotenpunkte auf einem elliptischen Bogen liegen

Der Halbparabelträger oder abgestumpfte Parabelträger mit einem geraden und einem parabolisch gekrümmten Gurte (Abb. 364) gehört zu jenen Trägerformen, bei denen die Gurte am Auflager nicht zusammengeführt sind, sondern an senkrechte oder schräge Endständer anschließen. Gegenüber dem Parallelträger ergibt sich wieder eine Ersparnis im Volumen der Ausfachung und gegen den Parabelträger ist der Halbparabelträger dadurch im Vorteil, daß bei unten liegender Bahn die obere Querverbindung über eine größere Trägerlänge, bei genügender Höhe der Endständer bis ans Trägerende erstreckt werden kann. Der Halbparabelträger war eine Zeitlang eine sehr beliebte Trägerform, die auch jetzt noch für mittlere und größere Einzelspannweiten gerne und häufig angewendet wird. Seine erste große Anwendung fand dieses System bei der Brücke über den Leck bei Kuilenburg (1868), die etwa ein Jahrzehnt lang die größte mit Balkenträgern erreichte Spannweite (150 *m*) aufwies. Ihr folgten mehrere andere große holländische Brücken, die Waalbrücke bei Bommel, Brücke bei Moerdyk, Rheinbrücke bei Arnheim, Waalbrücke bei Nymwegen, ferner in Deutschland durchwegs mit

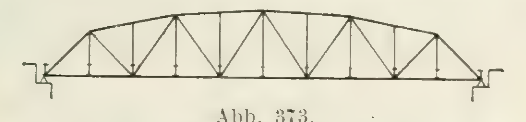


Abb. 373.

Spannweiten nahe an 100 *m* oder darüber, die Rheinbrücke bei Hamm, Weichselbrücken bei Thorn und Graudenz, Weserbrücke bei Wesel, die Elbebrücke zu Lauenburg, Saalebrücke bei Calbe, in Österreich der Trisannaviadukt auf der Arlbergbahn, endlich in den letzten drei Jahrzenten die Weichselbrücken zu Fordon und zu Münsterwalde, die Havelbrücke bei Caputh, die Eisenbahnbrücken über den Rhein bei Roppenheim, über die Oder bei Neusatz, über die Weichsel bei Marienwerder, über den Rhein unterhalb Duisburg u. a. Zahlreich sind auch die Anwendungen dieser Trägerform meist in Verbindung mit schrägen Endständern (Abb. 373) bei amerikanischen Brücken.

Der abgestumpfte Linsenträger mit zweiteiligem Strebenfachwerk wurde bei den Eisenbahnbrücken über die Memel bei Tilsit, über die Weichsel bei Dirschau (Abb. 374) und über die Nogat bei Marienburg zur Ausführung gebracht. Abgestumpfte Sichelträger mit einteiligem Ständerfachwerk (Abb. 366) erhielten die Brücken über die Donau zu Komorn und Gran, über die Theiß bei Szolnok u. a.

Bezüglich der Linienführung der gekrümmten Gurte hat sich jetzt die Anschauung Bahn gebrochen, daß ihrem Einfluß auf das

Volumen und Gewicht des Trägers keine allzu große Bedeutung beizumessen ist. Wichtiger erscheint die Einhaltung gewisser Verhältnisse der Trägerhöhen an den Enden und in der Mitte des Trägers, die Rücksichtnahme auf Arbeitsvereinfachung in der Werkstätte und beim Baue und die Anstrebung einer entsprechenden schönheitlichen

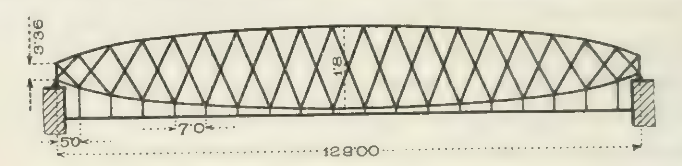


Abb. 374. Neue Weichselbrücke bei Dirschau.

Wirkung in der äußeren Formgebung des Tragwerks. Aus praktischen Gründen, wegen der einfachen Berechnung der Ordinaten, wählt man als Krümmungslinie gerne die Parabel, die bei flachem Pfeil vom Kreisbogen nicht viel abweicht und eine nahezu gleichmäßige Krümmung ergibt. Es kann aber erwünscht und bei großen Spannweiten auch in bezug auf das Trägervolumen von Vorteil sein, die Krümmung des Gurtes an den Trägerenden zu vergrößern. Man erreicht dies durch Annahme einer Parabel höheren Grades

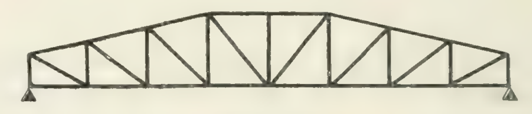


Abb. 375.

$h_x = h - \left(\frac{2x}{l}\right)^n (h - h_0)$, worin h die Trägerhöhe in der Mitte, h_0 jene an den Enden, h_x die Trägerhöhe im Abstande x von der Mitte oder dadurch, daß man nach dem Vorgange Müllers-Breslau die Gurtform als Seillinie berechnet für Lasten die gegen die Trägerenden progressiv zunehmen. Anderseits kann das Streben nach Arbeitsvereinfachung dazu veranlassen, den Gurt über mehrere Knotenweiten gerade zu führen, wodurch beispielsweise bei nur einmaliger Brechung des Gurtes der abgestumpfte Trapezträger (Abb. 375) entsteht.

Die Trägerhöhe beeinflußt das Volumen des Trägers insoferne, als mit einer Vergrößerung der Höhe das Volumen der Gurte sich vermindert, dagegen jenes der Ausfachungsstäbe in einem gewissen Grade zunimmt. Höhere Träger erfordern auch stärkere Querverbände. Es stellt sich sonach eine praktisch günstige Höhe heraus, für welche das Gesamtvolumen den Kleinstwert ergibt. Diese

liegt für Parallelträger etwa bei $h = \frac{1}{7} l$ bis $\frac{1}{8} l$ für krummgurtige Träger etwa bei $h = \frac{1}{6} l$ bis $\frac{1}{7} l$. Für kleine Spannweiten kann es aber zweckmäßig sein, die Trägerhöhe auch noch etwas größer zu wählen, besonders wenn hiedurch bei tief liegender Fahrbahn die Möglichkeit der Anbringung eines oberen Querverbandes erreicht werden kann.

Bei den älteren Brücken finden wir die Trägerhöhe selten größer als $h = \frac{1}{9} l$ bis $\frac{1}{10} l$ angenommen, was aber für unsere heutigen weitmaschigen Fachwerke wohl als zu klein zu bezeichnen ist. Die günstigste Trägerhöhe hängt nämlich wesentlich von der Fachweite ab, d. i. von der Zahl der Fache, in die die Spannweite durch das einfache Ausfachungssystem geteilt wird und sie ergibt sich um so größer, je kleiner die Felderzahl gewählt wird.

Für einen Parallelträger mit einfachem Ständerfachwerk und n Feldern (Abb. 376) bezeichne

h die Trägerhöhe, a die Knotenweite, $l = n a$ die Stützweite,

g die Eigengewichtslast,

p die gleichmäßig verteilte Verkehrslast für die Berechnung der Gurtkräfte,

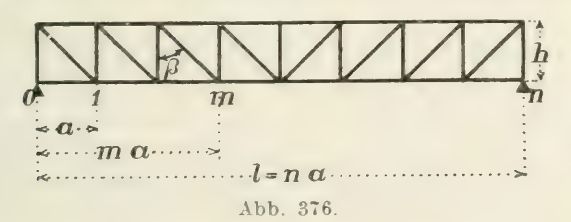


Abb. 376.

p_1 die gleichmäßig verteilte Verkehrslast für die Berechnung der Querkräfte, das sind die Ersatzlasten von gleicher Wirkung wie die Einzellastenzüge,

s die zulässige Inanspruchnahme,

k_g, k_z, k_v die Konstruktionskoeffizienten für die Gurte, Schrägstäbe und Vertikalstäbe, mit welchen deren theoretische Gewichte zu multiplizieren sind, um die wirklichen Gewichte zu erhalten.

Das theoretische Volumen des Obergurtes berechnet sich mit

$$\frac{(g+p)}{s} \frac{a^3}{h} \sum_{1}^{\frac{n}{2}} m(n-m) = \frac{g+p}{s} \frac{a^3}{h} \frac{n(n+2)(2n-1)}{24}$$

jenes des Untergurtes

$$\frac{(g+p)}{s} \frac{a^3}{h} \sum_{1}^{\frac{n}{2}-1} m(n-m) = \frac{g+p}{s} \frac{a^3}{h} \frac{n(n-2)(2n-1)}{24}$$

Das wirkliche Volumen beider Gurte sonach mit

$$V_g = k_g \frac{g+p}{s} \frac{n^2-1}{6\,n^2} \frac{l^3}{h}.$$

Das Volumen der Schrägstäbe wird

$$\frac{h \sec^2 \beta}{s} \Sigma Q = \frac{1}{s}\left(h + \frac{a^2}{h}\right) a \sum_{1}^{\frac{n}{2}} \left[g\,(n-2\,m+1) + p_1 \frac{(n-m)^2}{n-1}\right] =$$

$$= \frac{l}{4\,s}\left(h + \frac{l^2}{n^2\,h}\right)\left(n\,g + \frac{7\,n-2}{6}\,p_1\right)$$

jenes der Vertikalstäbe, wenn die Lasten nur in den Untergurtknoten wirkend angenommen werden,

$$\frac{l}{4\,s}\,h\left(n\,g + \frac{7\,n-2}{6}\,p_1\right)$$

sohin das wirkliche Volumen der Ausfachungsstäbe mit einer für Felderzahlen $n > 4$ zulässigen Vereinfachung

$$V_a = \frac{l}{4\,s}\left(g + \frac{7}{6}\,p_1\right)\left[n\,h\,(k_z + k_v) + \frac{l^2}{n\,h}\,k_z\right].$$

Man erhält sonach für das Gesamtvolumen des Trägers

$$V = \left\{k_g\,(g+p)\,\frac{n^2-1}{6\,n^2}\,\frac{l}{h} + \frac{1}{4}\left(g + \frac{7}{6}\,p_1\right)\left[n\,\frac{h}{l}\,(k_z + k_v) + \frac{l}{n\,h}\,k_z\right]\right\}\frac{l^2}{s}.$$

Bei gegebener Felderzahl n ergibt sich der Kleinstwert von V für

$$h = \frac{l}{n}\sqrt{\frac{k_z}{k_z+k_v} + 4\,\frac{g+p}{6\,g+7\,p_1}\,\frac{n^2-1}{n}\,\frac{k_g}{k_z+k_v}}$$

oder mit hinreichender Näherung

$$h = \frac{l}{n}\sqrt{\frac{k_z}{k_z+k_v} + \frac{4}{7}\,\frac{n^2-1}{n}\,\frac{k_g}{k_z+k_v}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 91)$$

Bei der Entwicklung dieser Formel für die günstigste Trägerhöhe wurde der Einfluß des Quer- und Windverbandes nicht berücksichtigt. Da dessen Volumen mit zunehmender Trägerhöhe auch eine gewisse Zunahme erfährt, so wäre unter Rücksicht darauf die oben berechnete günstigste Höhe etwas zu verkleinern. Wir können aber den Querverband gewissermaßen mit den Vertikalstäben vereinigt denken und dem von der Trägerhöhe abhängigen Teile seines Volumens durch eine etwas höhere Annahme des Konstruktionskoeffizienten k_v der Vertikalen Rechnung tragen. Für diese Konstruktionskoeffizienten lassen sich keine festen, allgemein gültigen Werte angeben[1]). Sie sind für die Druckstäbe jedenfalls größer als für reine Zugstäbe und von den Querschnittsgrößen, demnach von der Spannweite und auch von der Felderzahl abhängig. Führt man als Mittelwerte $k_g = k_z = 1{\cdot}2$ und $k_v = 3{\cdot}0$ ein, so erhält man

$$h = \frac{l}{n}\sqrt{0{\cdot}2857 + 0{\cdot}1632\,\frac{n^2-1}{n}}.$$

[1]) Dr. F. Gebauer, Beitrag zur Theorie der günstigsten Trägerhöhe des Parallelträgers. Wien 1906. F. Deuticke.

Hieraus werden nachstehende Werte berechnet:

$n =$	$\frac{h}{a} =$	$\frac{h}{l} =$	$V =$
4	0·948	0·237	$2·323\,(g+p)\frac{l^2}{s}$
6	1·112	0·185	$2·719\,(g+p)\frac{l^2}{s}$
8	1·253	0·157	$3·077\,(g+p)\frac{l^2}{s}$
10	1·379	0·138	$3·381\,(g+p)\frac{l^2}{s}$
12	1·493	0·124	$3·646\,(g+p)\frac{l^2}{s}$

Das Volumen des Trägers vermindert sich, wenn die Zahl der Felder der Ausfachung verringert wird. Es gilt dies auch dann, wenn man dabei nicht gleichzeitig auch die Trägerhöhe vergrößert, sondern unverändert läßt. So wird beispielsweise für Träger mit $\frac{h}{l} = 0·124$, d. i. rund $\frac{1}{8}$:

bei $n =$	12	10	8	6
$V =$	3·646	3·397	3·156	$2·950\,(g+p)\frac{l^2}{s}$

Man ersieht daraus, daß die Trägerhöhe einen erheblich geringeren Einfluß auf das Trägervolumen hat, als die Felderzahl. So wurde beispielsweise für 8 Felder gefunden:

bei der günstigsten Höhe $h = 0·157\,l$ oder rund $\frac{1}{6}\,l$ . . . $V = 3·077\,(g+p)\frac{l^2}{s}$

„ „ kleineren „ $h = 0·124\,l$ „ „ $\frac{1}{8}\,l$ . . . $V = 3·156\,(g+p)\frac{l^2}{s}$

sonach nur um weniges größer. Um das Trägervolumen zu vermindern, ist es demnach weniger wichtig, die Trägerhöhe zu vergrößern als die Felderzahl zu verringern. Bei gegebener Trägerhöhe ist jene Felderzahl die günstigte, welche das kleinste Volumen der Ausfachung ergibt, da das Gurtvolumen von der Felderzahl schon bei $n > 4$ nahezu unabhängig ist. Die Bedingung

$$n\,h\,(k_z + k_v) + \frac{l^2}{n\,h} \cdot k_z = \min$$ liefert

$$n = \frac{l}{h}\sqrt{\frac{k_z}{k_z + k_v}} \quad \text{oder} \quad \frac{h}{a} = \sqrt{\frac{k_z}{k_z + k_v}}$$

als die günstigste Neigung der Schrägstäbe. Hierin ist, wenn nur das Volumen der Ausfachung in Frage kommt, k_v mit einem kleineren Werte als oben, etwa $= 1·5$ einzusetzen, so daß man erhält $\frac{h}{a} = 0·67$ oder $a = 1·5\,h$. Bei einer Trägerhöhe $h = \frac{1}{8}\,l$ wäre es sonach am günstigsten, bloß 5 oder 6 Felder anzuordnen.

Ähnliche Ergebnisse liefert der Parallelträger mit symmetrischem Strebenfachwerk (Abb. 377).

Mit Einführung der Konstruktionskoeffizienten k_g für die Gurte,
k_z „ „ Zugstreben,
k_d „ „ Druckstreben

wird das Volumen der Gurte

$$V_g = k_g\,\frac{g+p}{s} \cdot \frac{4\,n^2 - 1}{24\,n^2}\,\frac{l^3}{h}$$

jenes der Ausfachungsstäbe mit der gleichen Näherung wie oben

$$V_a = (k_z + k_d)\frac{l^2}{24\,s}(6\,g + 7\,p_1)\left(n\frac{h}{l} + \frac{1}{4\,n}\frac{l}{h}\right)$$

sonach das Gesamtvolumen des Trägers

$$V = \left\{k_g\frac{4\,n^2 - 1}{n^2}(q + p)\frac{l}{h} + (k_z + k_d)(6\,g + 7\,p_1)\left(n\frac{h}{l} + \frac{1}{4\,n}\frac{l}{h}\right)\right\}\frac{l^2}{24\,s}$$

Die Bedingung für das Minimum liefert mit dem Durchschnittswerte $6\,g + 7\,p_1 = 7\,(g + p)$ bei gegebener Felderzahl als günstigste Höhe:

$$h = \frac{l}{n}\sqrt{\frac{1}{4} + \frac{4\,n^2 - 1}{7\,n}\,\frac{k_g}{k_z + k_d}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 92)$$

Läßt man die gleichen Konstruktionskoeffizienten gelten, wie beim Ständerfachwerk, nämlich $k_g = k_z = 1{\cdot}2$ und $k_d = 3{\cdot}0$, so erhält man

$$h = \frac{l}{n}\sqrt{0{\cdot}25 + 0{\cdot}0408\,\frac{4\,n^2 - 1}{n}}.$$

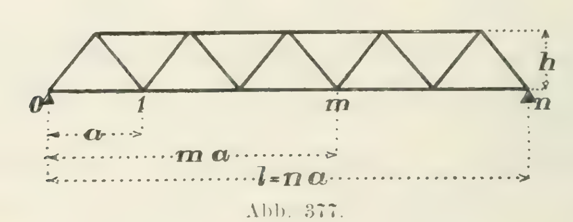


Abb. 377.

Es gibt dies

für $n =$	4	$\frac{h}{a} = 0{\cdot}944$	$\frac{h}{l} = 0{\cdot}236$	$V = 2{\cdot}124\,(q + p)\frac{l^2}{s}$
	6	$1{\cdot}104$	$0{\cdot}184$	$2{\cdot}705\,(q + p)\frac{l^2}{s}$
	8	$1{\cdot}248$	$0{\cdot}156$	$3{\cdot}057\,(q + p)\frac{l^2}{s}$
	10	$1{\cdot}370$	$0{\cdot}137$	$3{\cdot}356\,(q + p)\frac{l^2}{s}$

Die günstigste Trägerhöhe ist sonach annähernd die gleiche wie beim Ständerfachwerk mit gleicher Felderzahl, das Trägervolumen ist aber beim Strebenfachwerk etwas kleiner. Auch bei diesem ist es für die Verminderung des Trägervolumens am günstigsten, die Felderzahl auf jenes Maß zu verringern, für welches sich das kleinste Volumen der Ausfachung ergibt. Dies ist für $n = \frac{l}{h}\sqrt{\frac{1}{4}} = 0{\cdot}5\,\frac{l}{h}$ oder $\frac{h}{a} = 0{\cdot}5$ der Fall, d. h. die günstigste Neigung der Streben ist 45°.

Bei $h = \frac{1}{8}$ wären sonach nur 4 Felder anzuordnen.

Durch Anordnung von lotrechten Hilfsstäben in den Knotenpunkten wird das Trägervolumen etwas vergrößert und dann ungefähr gleich jenem eines Ständerfachwerks.

Allgemein läßt sich sagen: Das Volumen eines Fachwerksträgers ist um so kleiner, je kleiner die Felderzahl der Ausfachung gewählt wird, wenn dabei der Träger eine solche Höhe erhält, daß die Stäbe des Strebenfachwerks nicht flacher als unter 45° und jene des Ständerfachwerks nicht flacher als unter 56° ($a = 1·5\,h$) geneigt sind. Diese Regel erfährt aber eine Beschränkung, wenn auf das Gewicht des ganzen Überbaues Rücksicht genommen wird, da das Gewicht der Fahrbahnträger bei einer Querträgerentfernung von durchschnittlich 3 bis 4 *m* seinen Kleinstwert erreicht und besonders bei beschränkter Bauhöhe für Querträgerabstände von mehr als 5 bis 6 *m* stark zunimmt. Man kann für gewöhnliche Verhältnisse letzteres Maß als maximale Knotenweite des einfachen Fachwerks festhalten, soll aber die Felderzahl bei Ständerfachwerk höchstens mit 8, bei Strebenfachwerk höchstens mit 6 annehmen. Es ergibt sich daraus bei Stützweiten über 40 bis 50 *m* die Notwendigkeit der Einschaltung von Zwischenknotenpunkten vermittels sekundärer Ausfachung (Abb. 359 bis 362) oder der Anordnung mehrteiliger Systeme.

§ 28. **Rahmenträger oder Vierendeel-Träger.**

Diese von dem belgischen Oberingenieur Prof. A. Vierendeel um das Jahr 1890 in Vorschlag gebrachte Trägerart entspricht einem strebenlosen Ständerfachwerk, dessen Stabilität durch den biegungssteifen Anschluß der senkrechten Pfosten an die durchgehenden Gurte gesichert ist. Gurte und Pfosten haben I- oder kastenförmige Querschnitte, deren Stegbleche verlascht sind, während die Gurtwinkel und Gurtplatten in den ausgerundeten Ecken übergeführt werden (Abb. 378). Das System ist bisher nur in Belgien[1]) zur Anwendung gekommen, aber auch der neuere deutsche Eisen- und Eisenbetonbau hat sich vielfach damit beschäftigt[2]). Es muß jedoch

[1]) 1897, Versuchsbrücke bei Tervueren, 31·5 *m* Stützweite, 3 *m* Trägerhöhe, 3·5 *m* Pfostenabstand, wurde bis zum Bruche belastet. Bericht der Ingenieure Lambin und Christophe. Annalen d. T. P. de Belg. 1898. — 1904, Scheldebrücke in Avelghem, 42 *m* Stützweite; Signalbrücke über den Nordbahnhof in Brüssel, 50 *m* Stützweite; Straßen- und Eisenbahnbrücke in Beeringen, 26 *m* Stützweite; Straßen- und Eisenbahnbrücke zu Charleroi, 30 *m* Stützweite. — 1911, Brücke über die Lys zu Ousselghem, 44·4 *m* Stützweite, 6 *m* Trägerhöhe. Bulletin de l'Union d. Ing. Brüssel.

[2]) Franz Czech, Der Vierendeel-Träger in der Geschichte des Eisenbaues. „Der Eisenbau" 1912, Nr. 3. — Dipl. Ing. R. Busse, Entwurf einer Rahmenbrücke über die Ems. „Der Eisenbau" 1912, Nr. 6. Ferner zwei Entwürfe zum Wettbewerbe um den Bau der Rheinstraßenbrücke in Köln, welche zur Versteifung der Kabel Vierendeel-Träger vorsehen, „Eisenbau" 1911, 1912. — Seydel.

abgewartet werden, ob die behauptete Gleichwertigkeit oder sogar Überlegenheit dieses Systems gegenüber dem Fachwerk wirklich einwandfrei nachzuweisen ist; vorläufig scheint sie für den Eisenbau sowohl in statischer als in wirtschaftlicher Hinsicht zumindest zweifelhaft[1]).

Von den Verteidigern des Systems wird geltend gemacht, daß bei den Fachwerksträgern die Nebenspannungen nicht berücksichtigt werden, die infolge der starren Knotenpunktsverbindungen auftreten, wogegen beim Vierendeel-Träger die Berechnung von der Starrheit

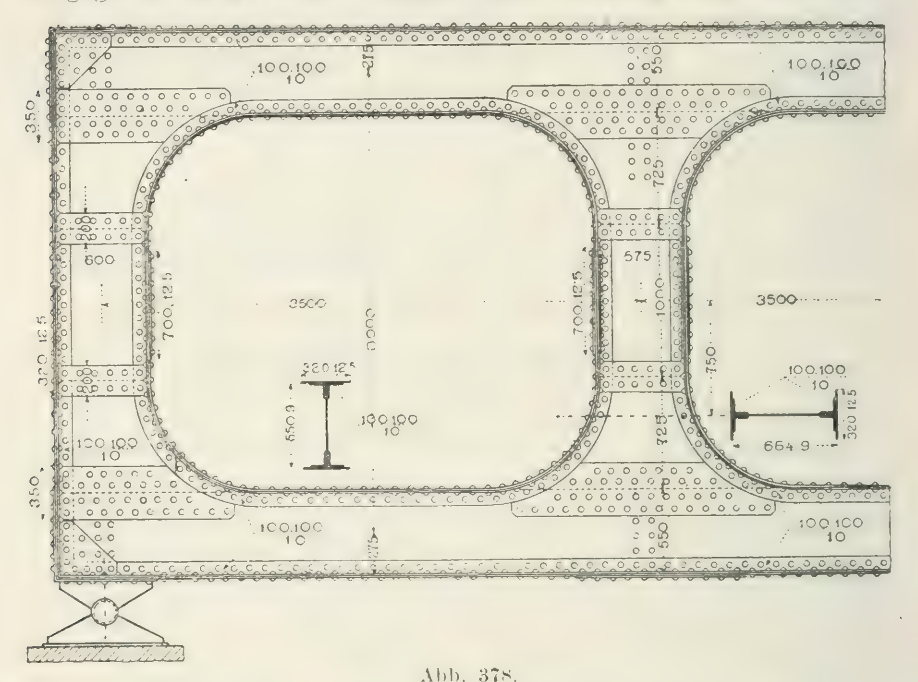


Abb. 378.

Vierendeelträger. Versuchsbrücke bei Tervueren.

der Knotenpunkte ausgehen muß und daher mit der Wirklichkeit besser übereinstimmende Spannungswerte liefert. Zugegeben, daß eine richtige Berechnung des Vierendeel-Trägers durchzuführen ist, allerdings mit nicht geringem Aufwand an Zeit und Mühe und immer noch mit Unsicherheiten insbesondere bezüglich der Eck-

Zur Frage der baulichen Durchbildung des Pfostenträgers, „Eisenbau" 1912. — Mecklenbeck und Ehrlich, Knotenpunkte des Vierendeel-Trägers, „Eisenbau" 1913. — Grüning, Die Spannungen im Knotenpunkt eines Vierendeel-Trägers, „Eisenbau" 1914.

[1]) Siehe Fr. Engesser, Über Rahmenträger und ihre Beziehungen zu den Fachwerkträgern. „Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen" 1913, 1. Heft.

spannungen behaftet, so können doch die Nebenspannungen eines richtig ausgebildeten Fachwerks mit den Biegungsspannungen eines Rahmenträgers nicht in Vergleich gestellt werden.

In einem Fachwerkträger sind die Grundspannnngen mit voller Exaktheit zu berechnen; die Nebenspannungen, die bei starren Knoten hinzutreten, sind nur eine Folge seiner elastischen Durchbiegung. Je kleiner diese ist, je steifer der Träger, je größer dessen

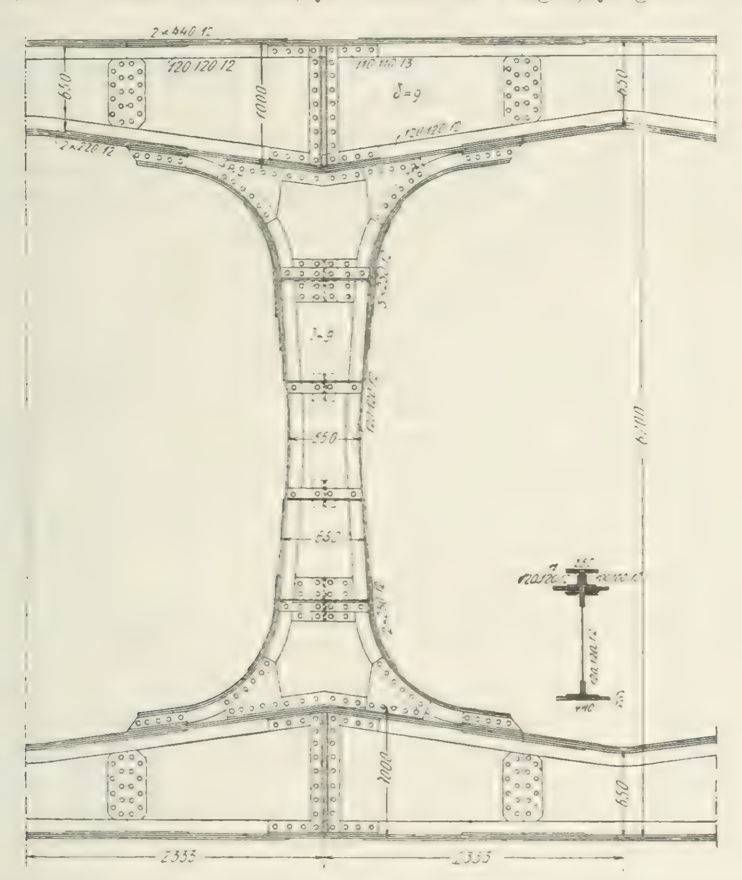


Abb. 379. Eingleisige Eisenbahnbrücke bei Marcinelle. 56 *m* Spannweite.

Höhe im Vergleich zur Spannweite ist, und je schlanker die Stäbe sind, desto kleiner werden die Nebenspannungen. (Man vergleiche § 30). In einem Rahmenträger sind die Biegungsspannungen die Grundspannungen und die Unsicherheit in ihrer Berechnung und in der Spannungsverteilung ist kaum geringer als der Fehler, den man beim Fachwerk durch Außerachtlassung der Nebenspannungen begeht[1].

[1]) Otto Mohr, Die Berechnung der Pfostenträger (Vierendeel-Träger) „Der Eisenbau" 1912, Nr. 3.

Wirtschaftlich ist aber der Vierendeel-Träger deshalb im Nachteil, weil die Biegungsspannungen die volle Ausnützung der Querschnitte nicht zulassen und er daher bei Einhaltung der gleichen Grenzen der Beanspruchung mehr Material braucht als der Fachwerkträger. Die viele Biegearbeit und die vermehrte Nietarbeit muß wohl auch eine Erhöhung des Einheitspreises für den Rahmenträgerbau herbeiführen. Die Vergrößerung der Trägerhöhe und Knotenweite, die für den Fachwerksträger günstig ist, bewirkt im Rahmenträger keine Verminderung, sondern eher eine Vergrößerung der Biegungsspannungen, sie ist sonach für diesen nicht vorteilhaft. Übrigens sind die Fragen nach der günstigsten Höhe und Pfostenentfernung noch nicht genügend untersucht, die übliche Annahme dafür ist $1/8$ bis $1/10$ der Spannweite. Am ehesten dürfte das strebenlose System noch bei solchen Trägern am Platze sein, bei welchen in der Ausfachung nur kleine Kräfte auftreten würden (Parabelträger oder überhaupt Träger mit niedriger Endhöhe), oder die im Verhältnis zur Stützweite bloß kleine Querkräfte und Momente aufzunehmen haben, wie dies bei den Versteifungsträgern der schlaffen Bogen- und Hängebrücken der Fall ist.

Von besonderer Wichtigkeit ist die bauliche Durchbildung der Eckverbindungen, in denen sich die Kräfte aus den Gurtungen in die Pfosten übertragen, wobei man allerdings über die Art der Spannungsverteilung ziemlich in Unsicherheit ist. Die Anordnung großer Knotenbleche, wie sie ein neuerer Entwurf für eine belgische Eisenbahnbrücke von 56 *m* Stützweite zeigt (Abb. 379), dürfte der Knotenpunktsausbildung mit durchgehendem wagrechten Stoß (Tervueren) vorzuziehen sein. Es ist überhaupt zu empfehlen, genügend Material in die Wandungen zu legen und diese auch auszusteifen, um die in den Knoten auftretenden Scherkräfte aufzunehmen.

Bezüglich der Berechnung des allgemeinen Rahmenträgers wird auf die unten angegebene Literatur, besonders auf die Arbeiten von Mohr nnd Ostenfeld, verwiesen[1]). Nachstehend soll nur der Fall des Vierendeel-Trägers mit parallelen, geraden und gleichen Gurtungen in einfacher Weise behandelt werden.

1. Lotrechte Belastung. Es bezeichne (Abb. 380):

h die Höhe des Trägers,

a den Pfostenabstand,

$i_1\ i_2 \ldots i_r \ldots i_n$ die reziproken Querschnittsträgheitsmomente des 1. 2 . . . r . . . n . Gurtstückes im Ober- oder Untergurt,

[1]) Dr. Ludwig Mann, Statische Berechnung steifer Vierecknetze. Berlin 1909. Das strebenlose Ständerfachwerk 1912. — Dr. Emil Reich, Vierendeel-Träger mit parallelen Gurtungen. Wien 1911. — Prof. A. Ostenfeld, Berechnung des Rahmenträgers. „Beton und Eisen" 1910, 2. Heft. „Eisenbau" 1912. — Prof. O. Mohr, Die Berechnung der Pfostenträger. „Der Eisenbau" 1912, 3. Heft. — Vierendeel, Calcul des Poutres Vierendeel, 1912.

$k_0\ k_1\ \ldots\ k_r\ \ldots\ k_n$ die reziproken Querschnittsträgheitsmomente der Pfosten,

$H_1\ H_2\ \ldots\ H_r\ \ldots\ H_n$ die Längskräfte in den Gurtstäben des 1. 2 $r\ \ldots\ n$. Faches,

$P_0\ P_1\ \ldots\ P_r\ \ldots P_n$ die senkrechten Lasten in den Knotenpunkten des Obergurtes,

$P_0'\ P_1'\ \ldots\ P_r'\ \ldots\ P_n'$ die senkrechten Lasten in den Knotenpunkten des Untergurtes.

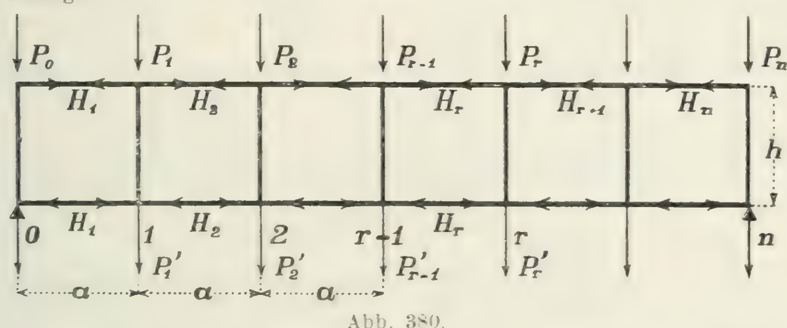


Abb. 380.

In einem senkrechten Schnitte wirke auf den Obergurt ein Moment M_0 und eine Querkraft Q, auf den Untergurt ein Moment M_u und eine Querkraft Q'. Kehrt man die Richtung der Kräfte P um, so entsteht bei gleicher Ausbildung von Ober- und Untergurt oben ein Moment $-M_u$ und eine Querkraft $-Q'$, unten $-M_0$ und $-Q$; bei Vereinigung beider Belastungen daher $M_0 - M_u = 0$ und $Q - Q' = 0$. In jedem senkrechten Schnitte entfallen sonach auf die beiden Gurte gleiche Momente mit gleichem Drehungssinne und gleiche

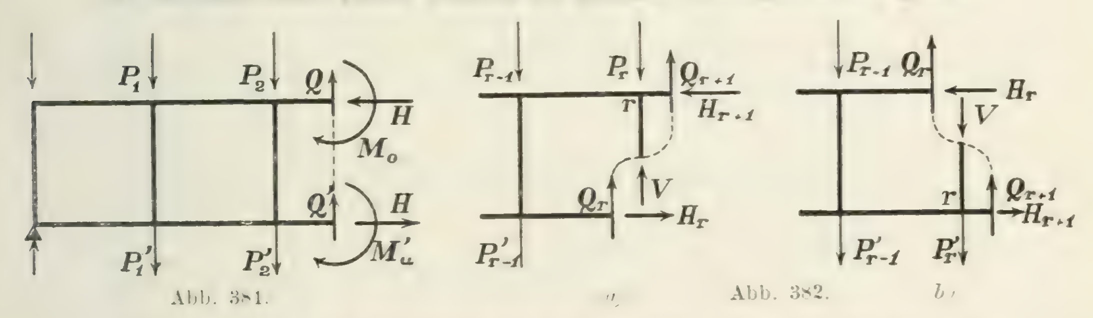


Abb. 381. a) Abb. 382. b)

Querkräfte. Da sich die wagrechten Kräfte im lotrechten Schnitte aufheben müssen, so sind auch die Längskräfte H im Ober- und Untergurt gleich, aber entgegengesetzt gerichtet (Abb. 381).

Legt man einen Schnitt durch den r-ten Pfosten (Abb. 382 a und b) und bezeichnet R die Summe der lotrechten Kräfte links vom r-ten Fache, V die Längskraft im Pfosten, so ist für die Schnittführung $a)$

$$R - P_r - Q_r + Q_{r+1} + V = 0$$

für die Schnittführung $b)$

$$R - P_r' - Q_r + Q_{r+1} - V = 0$$

sohin

$$P_r - P_r' - 2V = 0 \quad \text{oder} \quad V = \frac{1}{2}(P_r - P_r').$$

Für den wagrechten Schnitt durch die Mitte des Pfostens ist das Moment Null und die Querkraft gleich dem Unterschiede der Längskräfte im $(r+1)$ und r-ten Gurtbalken $= H_{r+1} - H_r$.

Wir betrachten die durch den wagrechten Mittelschnitt abgetrennte obere Trägerhälfte (Abb. 383). Die lotrechten Kräfte setzen sich an jedem Knoten zu $\frac{1}{2}(P_r + P_r')$ zusammen. Bezeichnet daher $\mathfrak{M}$ das Moment der gegebenen Belastung für den Querschnitt E, so ist das Moment der obigen Vertikalkräfte $\frac{1}{2}\mathfrak{M}$. Die wagrechten Kräfte wirken auf das r-te Gurtstück mit dem Momente $H_r \frac{h}{2}$; demnach ist das auf den Gurt entfallende Moment $M = \frac{1}{2}(\mathfrak{M} - H_r h)$. Es sind ferner die Momente im $(r-1)$. Ständer $M = (H_r - H_{r-1})\,x$

im r. Ständer $M = (H_{r+1} - H_r)\,x$

worin x den Querschnittabstand von der Ständermitte bezeichnet.

Man sieht, daß von H_r bloß die Momente im r. Gurtstabe und in den beiden

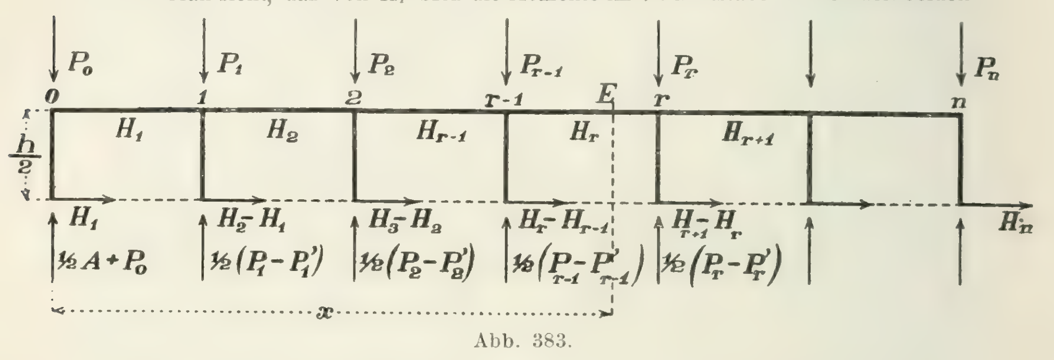


Abb. 383.

an ihn angrenzenden Ständern abhängig sind. Die Ableitung der Formänderungsarbeit $\frac{1}{2}\int \frac{M^2}{EJ}\,dx$ nach H_r führt demnach zu der Gleichung

$$-\frac{1}{4}\,h\,i_r \int_{x_{r-1}}^{x_r} (\mathfrak{M} - H_r h)\,dx + \frac{h^3}{24}\,k_{r-1}(H_r - H_{r-1}) - \frac{h^3}{24}\,k_r (H_{r+1} - H_r) = 0$$

oder

$$-k_{r-1} H_{r-1} + \left(k_{r-1} + k_r + 6\,\frac{a}{h}\,i_r\right) H_r - k_r H_{r+1} = \frac{6\,i_r}{h^2}\int_{x_{r-1}}^{x_r} \mathfrak{M}\,dx \quad . \quad . \quad 93)$$

Das Gleichungssystem zur Bestimmung der Unbekannten H lautet sonach

$$\left.\begin{aligned}
\left(k_0 + k_1 + 6\,\frac{a}{h}\,i_1\right) H_1 - k_1 H_2 &= \frac{6\,i_1}{h^2}\int_0^1 \mathfrak{M}\,dx \\
-k_1 H_1 + \left(k_1 + k_2 + 6\,\frac{a}{h}\,i_2\right) H_2 - k_2 H_3 &= \frac{6\,i_2}{h^2}\int_1^2 \mathfrak{M}\,dx \\
-k_2 H_2 + \left(k_2 + k_3 + 6\,\frac{a}{h}\,i_3\right) H_3 - k_3 H_4 &= \frac{6\,i_3}{h^2}\int_2^3 \mathfrak{M}\,dx \\
\cdots\cdots\cdots\cdots &
\end{aligned}\right\} \quad . \quad . \quad 94)$$

2. Wagrechte Belastung. Es wird angenommen, daß auf die Obergurtknoten die wagrechten Kräfte $W_0\ W_1\ W_2 \ldots W_r \ldots W_n$ wirken und daß das rechte Auflager festgehalten ist. Dann ist bei der vorausgesetzten Gleichheit des Ober- und Untergurtes der Inflexionspunkt der elastischen Linie der Pfosten auch wieder in ihrer Mitte gelegen und es wirken auf die obere und untere Trägerhälfte die in der Abb. 384 angegebenen Kräfte.

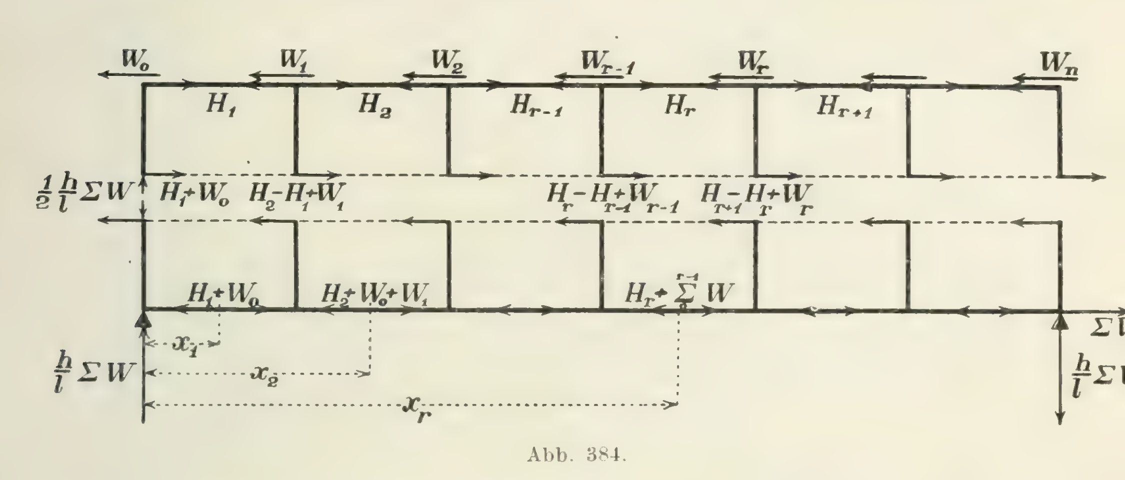


Abb. 384.

Man erhält in analoger Weise wie oben zur Bestimmung der Kräfte H das Gleichungssystem:

$$\left.\begin{aligned}
\left(k_0 + k_1 + 6\frac{a}{h}\,i_1\right) H_1 - k_1\,H_2 &= \\
&= \frac{3\,a\,i_1}{h}\left[\frac{x_1}{l}\sum_0^n W - W_0\right] \\
-k_1\,H_1 + \left(k_1 + k_2 + 6\frac{a}{h}\,i_2\right) H_2 - k_2\,H_3 &= \\
&= \frac{3\,a\,i_2}{h}\left[\frac{x_2}{l}\sum_0^n W - W_0 - W_1\right] \\
-k_2\,H_2 + \left(k_2 + k_3 + 6\frac{a}{h}\,i_3\right) H_3 - k_3\,H_4 &= \\
&= \frac{3\,a\,i_3}{h}\left[\frac{x_3}{l}\sum W - W_0 - W_1 - W_2\right] \\
\cdots\cdots\cdots\cdots
\end{aligned}\right\} \quad 95)$$

Die Abszissen $x_1\,x_2\,x_3 \ldots$ beziehen sich auf die Mitten des 1. 2. 3. ... Gurtstabes.

3. Temperaturwirkungen. Wir nehmen an, daß der Obergurt infolge einer um t^0 verschiedenen Temperatur gegenüber dem Untergurt seine Länge ändere, und zwar in jedem Gurtstück um $\lambda = \omega\,t\,a$ vergrößere. Die hiedurch in den Gurtstäben hervorgerufenen Längskräfte seien $H_1\ H_2 \ldots H_r \ldots$ und zwar entsteht im Obergurt Druck, im Untergurt Zug. In den Pfosten treten keine Längskräfte auf und es ist wegen der Gleichheit der Endmomente das Moment in der Pfostenmitte Null, die Querkraft daselbst gleich dem Unterschiede der Längskräfte der anliegenden Gurtstäbe.

Die Formänderungsarbeit des Systems ist

$$\mathfrak{A} = \frac{1}{2}\int \frac{M^2}{E J} d x + \int \left(\frac{1}{2} \frac{N}{E F} + \omega t \right) N d s$$

woraus sich die Bedingungsgleichung ableitet

$$\int \frac{M}{J} \frac{d M}{d H_r} d x + \int \left(\frac{N}{F} + E \omega t \right) \frac{d N}{d H_r} d s = 0$$

oder mit Vernachlässigung der von der Längskraft hervorgerufenen elastischen Dehnungen

$$\int \frac{M}{J} \frac{d M}{d H_r} d x + E \omega t a = 0.$$

Es ist für den Obergurt

$$M = - \frac{1}{2} H_r h,$$

für die oberen Hälften des $(r-1)$- und r-Ständers $M = (H_r - H_{r-1}) x$ und $M = (H_{r+1} - H_r) x$ und die gleichen Ausdrücke gelten auch für den Untergurt und die unteren Ständerhälften. Man erhält sonach wieder das Gleichungssystem

$$\left.\begin{aligned} \left(k_0 + k_1 + 6 \frac{a}{h} i_1\right) H_1 - k_1 H_2 &= - \frac{12 E \lambda}{h^3} \\ - k_1 H_1 + \left(k_1 + k_2 + 6 \frac{a}{h} i_2\right) H_2 - k_2 H_3 &= - \frac{12 E \lambda}{h^3} \\ - k_2 H_2 + \left(k_2 + k_3 + 6 \frac{a}{h} i_3\right) H_3 - k_3 H_4 &= \frac{12 E \lambda}{h^3} \end{aligned}\right\} \quad \ldots \quad 96)$$

. . . .

Mit den Kräften H sind aber sämtliche Knotenpunktsmomente bestimmt.

Beispiel. Für den in Abb. 385 dargestellten Träger, dem die Abmessungen

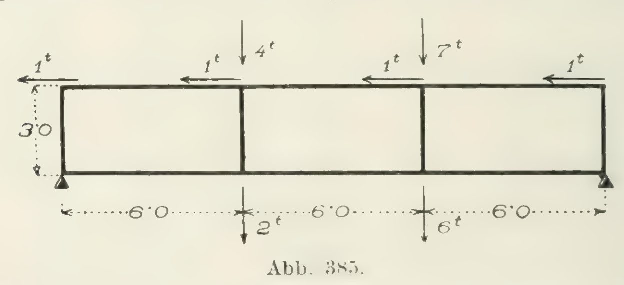


Abb. 385.

des von Prof. Mohr in der obzitierten Abhandlung gerechneten Beispiels zugrunde gelegt werden, seien die reziproken Querschnittsträgheitsmomente

$$i_1 = i_3 = 4 \,.\, \frac{2 E}{a} 10^{-4} \;(E \text{ in } t/m^2,\; a \text{ in } m)$$

$$i_2 = 2 \,.\, \frac{2 E}{a} 10^{-4}$$

$$k_0 = k_r = 10 \,.\, \frac{2 E}{a} 10^{-4}$$

$$k_1 = k_2 = 12 \,.\, \frac{2 E}{a} 10^{-4}$$

1. Wir nehmen zuerst lotrechte Belastung an, und zwar in den mittleren Knotenpunkten des Obergurtes je 4 und 7 t, in den Knotenpunkten des Untergurtes 2 und 6 t. Die Momente der Belastung in den Knotenpunktslotrechten sind $\mathfrak{M}_1 = 50\ tm$ und $\mathfrak{M}_2 = 64\ tm$; mithin die Momentenflächen $\int \mathfrak{M}\, d\, x$ in den drei Feldern, beziehungsweise 150, 342 und 192 $t\, m^2$. Die Gleichungsgruppe 94) lautet sonach

$$70\, H_1 - 12\, H_2 \ \ldots\ldots = \frac{8}{3}\, 150 = 400$$

$$-12\, H_1 + 48\, H_2 - 12\, H_3 = \frac{4}{3}\, 342 = 456$$

$$-12\, H_2 + 70\, H_3 = \frac{8}{3}\, 192 = 512.$$

Zur Auflösung nach H_3 multipliziere man die erste Gleichung mit $c_1 = 1$ die zweite mit $c_2 = \frac{35}{6}$, die dritte mit $c_3 = \frac{134}{6}$ und addiere, wodurch man erhält:

$$H_3 \left(-12 \frac{35}{6} + 70 \cdot \frac{134}{6} \right) = 400 + 456 \frac{35}{6} + 512 \cdot \frac{134}{6}$$

$$H_3 = \mathbf{9{\cdot}706} \qquad H_2 = \mathbf{13{\cdot}952} \qquad H_1 = \mathbf{8{\cdot}106}\ t$$

Damit sind die Gurtkräfte bestimmt; die Pfostenkräfte entsprechen den halben Differenzen der oberen und unteren Knotenlasten:

$$V_0 = -\frac{1}{2}\, A = -4{\cdot}167 \qquad V_1 = -1 \qquad V_2 = -0{\cdot}5 \qquad V_3 = -5{\cdot}333\ t.$$

Die mit H berechneten Knotenpunktsmomente sind der Abb. 386 eingeschrieben.

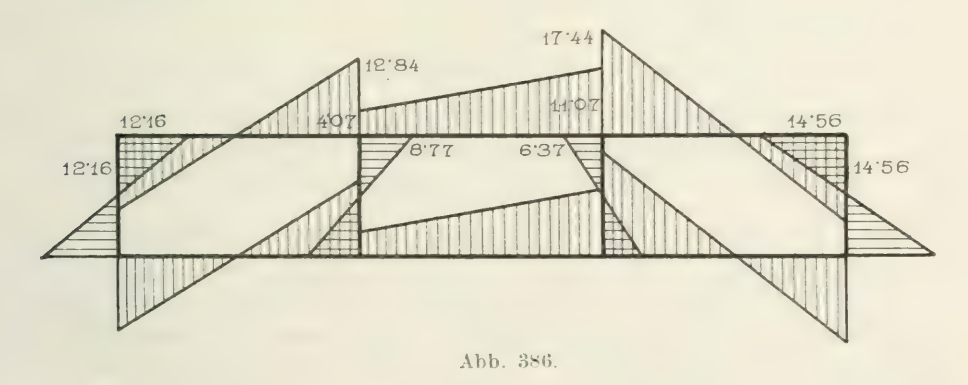


Abb. 386.

2. In jedem Knotenpunkt des Obergurtes wirke eine wagrechte Kraft $W = 1\ t$. Das Gleichungssystem 95) liefert damit

$$70\, H_1 - 12\, H_2 = 24 \left(\frac{1}{6}\, 4 - 1 \right) = -8$$

$$-12\, H_1 + 48\, H_2 - 12\, H_3 = 12 \left(\frac{1}{2}\, 4 - 2 \right) = 0$$

$$-12\, H_2 + 70\, H_3 = 24 \left(\frac{5}{6}\, 4 - 3 \right) = 8$$

woraus sich rechnet

$$H_3 = 0{\cdot}114 \qquad H_2 = 0 \qquad H_1 = 0{\cdot}114\ t.$$

Damit ergeben sich wieder die in Abb. 387 eingeschriebenen Knotenpunktsmomente.

3. Wir nehmen an, daß durch Temperaturunterschied zwischen Ober- und Untergurt erstere seine Länge um $\frac{1}{2000}$ vergrößert, setzen sonach $\lambda = \frac{1}{2000} a$. Die rechte Seite der durch $\frac{2E}{a} 10^{-4}$ gekürzten Gleichungsgruppe 96) gibt dann $-\frac{12E}{h^3} \frac{a}{2000} \cdot \frac{a}{2E} 10^4 = -40$ und man hat sonach

$$\begin{aligned} 70 H_1 - 12 H_2 \qquad\qquad &= -40 \\ -12 H_1 + 48 H_2 - 12 H_3 &= -40 \\ -12 H_2 + 70 H_3 &= 40 \end{aligned}$$

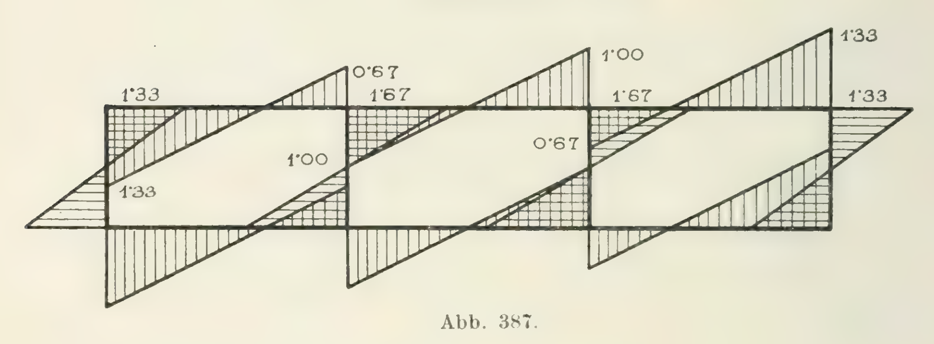


Abb. 387.

Die Auflösung ergibt

$$H_3 = -0{\cdot}781 \qquad H_2 = -1{\cdot}224 \qquad H_1 = -0{\cdot}781\ t$$

Auf die Gurte wirken die Momente	+ 1·171	1·836	1·171 *tm*	
„ „ Endquerschnitte der Pfosten	1·171	0·664	0·664	1·171 *t*

§ 29. Die Methoden der Berechnung des ebenen Fachwerks.

Unter der Annahme, daß die Stäbe in den Knotenpunkten gelenkig verbunden sind, stehen uns zur Berechnung der Stabkräfte eines Fachwerks zwei Methoden zur Verfügung. Jede derselben kann entweder zu analytischen oder graphischen Berechnungsverfahren verwertet werden.

1. Die Knotenpunktsmethode geht vom Gleichgewichte der an den Knoten angreifenden Kräfte aus. Für die analytische Behandlung ergeben sich hieraus bei k Knotenpunkten $2k$ Bedingungsgleichungen, von denen aber drei nicht unabhängig sind, sondern zufolge des Gleichgewichtes der äußeren Kräfte erfüllt sein müssen. Es können sonach $s = 2k - 3$ Stabkräfte berechnet werden und das Fachwerk

ist statisch bestimmt, wenn es nicht mehr Stäbe enthält. Graphisch führt diese Methode zum Cremona-Plane, der dadurch erhalten wird, daß man die an jedem Knoten wirkenden Kräfte zu einem Krafteck zusammensetzt, welches sich dann verzeichnen läßt, wenn an einem Knotenpunkte nur je zwei unbekannte Stabkräfte vorkommen. Die Methode des Cremona-Planes ist zweckmäßig anzuwenden, wenn für einen und denselben Belastungszustand sämtliche Stabkräfte zu bestimmen sind, wie dies bei den Spannungen infolge des Eigengewichts der Fall ist.

2. Die Schnittmethode beruht darauf, daß man durch einen Schnitt einen Fachwerksteil abgetrennt denkt und die in den durchschnittenen Stäben wirkenden Stabkräfte mit den äußeren Kräften des abgetrennten Fachwerksteiles ins Gleichgewicht setzt. Da sich für das ebene System drei Gleichgewichtsbedingungen aufstellen lassen, so können daraus die Stabkräfte bestimmt werden, falls nicht mehr als drei Stäbe mit unbekannten Spannungen vom Schnitte getroffen werden. Die Ermittlung der Stabkräfte kann wieder entweder rechnerisch oder graphisch erfolgen. Es ist dieses Verfahren dem unter 1. insbesondere dann vorzuziehen, wenn es sich für einen bestimmten Belastungszustand nur um einzelne Stabkräfte handelt und für die verschiedenen Stäbe verschiedene Belastungszustände in Frage kommen (Verkehrslast).

Mit Einführung der aus der Abb. 388 ersichtlichen Bezeich-

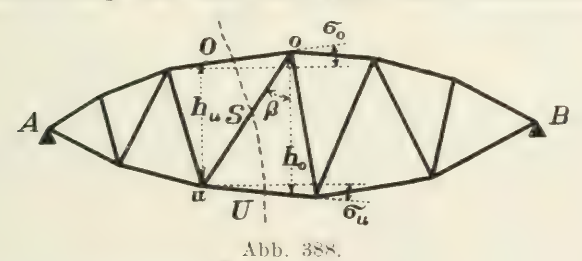


Abb. 388.

nungen erhält man für die Gurtkräfte

$$\left.\begin{aligned} O &= -\frac{M_u}{h_u} \sec \sigma_0 \\ U &= \frac{M_0}{h_0} \sec \sigma_u \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 97)$$

für die Kraft in dem die Knotenpunkte $o\ u$ verbindenden Ausfachungsstabe

$$\left.\begin{aligned} S &= \left(\frac{M_u}{h_u} - \frac{M_0}{h_0}\right) cosec\, \beta \\ \text{oder} \quad S &= -\left[Q - \frac{M_u}{h_u} tg\, \sigma_0 - \frac{M_0}{h_0} tg\, \sigma_u\right] \sec \beta \end{aligned}\right\} \quad \ldots \quad 98)$$

Es bezeichnet darin M_0 und M_u das Moment der auf den abgetrennten Trägerteil wirkenden äußeren Kräfte bezogen auf die den betreffenden Gurtstäben gegenüber oder dem Wandstab anliegenden Knotenpunkte und Q die lotrechte Querkraft in dem geführten Schnitte.

Für den Parallelträger ist $O = -\frac{M_u}{h}$; $U = \frac{M_0}{h}$; $S = -Q \sec \varphi$.

Bei dem Träger mit K-Ausfachung ist die Schnittmethode nicht ohneweiters anwendbar, da jeder Schnitt mehr als drei Stäbe trifft. Aus dem Gleichgewicht der Knotenkräfte in den Punkten, in denen die Schrägstäbe an die lotrechten Pfosten anschließen, folgt aber sofort, daß die wagrechten Kräfte der beiden Schrägstäbe eines Faches sich gegenseitig aufheben, sonach entgegengesetzt gleich sein

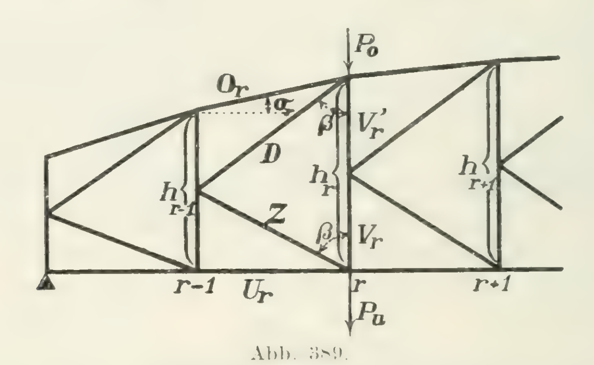


Abb. 389.

müssen. Damit ergibt sich auch die Gleichheit der wagrechten Obergurt- und Untergurtkraft in jedem Fache und man erhält mit den Bezeichnungen der Abb. 389

$$\left.\begin{aligned}
U_r &= -O_r \cos\sigma_r = \frac{M_{r-1}}{h_{r-1}} \\
Z_r \sin\beta &= -D_r \sin\beta' = \frac{M_r}{h_r} - \frac{M_{r-1}}{h_{r-1}} \\
V_r &= -\left(\frac{M_r}{h_r} - \frac{M_{r-1}}{h_{r-1}}\right) \operatorname{cotg}\beta - P_u \\
V'_r &= -\frac{M_{r-1}}{h_{r-1}} (\operatorname{cotg}\beta' - \operatorname{tg}\sigma_r) - \frac{M_r}{h_r} (\operatorname{cotg}\beta' - \operatorname{tg}\sigma_{r-1}) - P_0
\end{aligned}\right\} \quad 99)$$

Die Gurtkräfte aller Fachwerksträger werden für jene Belastung am größten, die die größten Knotenpunktsmomente hervorruft; ihre Berechnung erfolgt am einfachsten nach den obigen Formeln aus den Knotenpunktsmomenten, deren Größtwerte graphisch oder durch

Rechnung bestimmt werden können (s. Bd. I. § 11). Beim Parallelträger sind ebenso auch die Stabkräfte in der Ausfachung unmittelbar durch die Größtwerte der Querkräfte gegeben.

Beim krummgurtigen Fachwerksträger sind dagegen die Wandstabkräfte nicht in so einfacher Weise bestimmt und es ist die ungünstigste Belastung in der Fachweite des Wandstabes im allgemeinen nicht mit jener für die größte Querkraft übereinstimmend. Sieht man jedoch davon ab und nimmt man als ungünstigste Verkehrsbelastung für einen Wandstab jene an, welche die größte Quer-

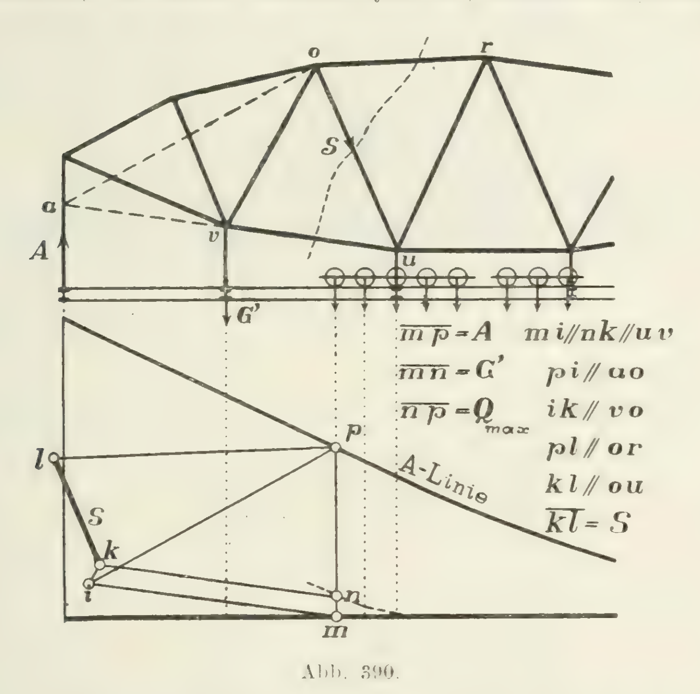


Abb. 390.

kraft im betreffenden Fache hervorruft, so läßt sich die Stabkraft wieder aus der größten Querkraft entweder durch Rechnung nach den Formeln 98 oder durch graphische Konstruktion (Abb. 390) ermitteln.

3. Bei allgemeiner Trägerform wird es aber für die Berechnung der von der Verkehrslast hervorgerufenen Wandstabkräfte empfehlenswerter sein, die Methode der Einflußlinien in Anwendung zu bringen.

Zur Verzeichnung der Einflußlinie einer Stabkraft des statisch bestimmten Fachwerks bedarf es bloß zweier Einflußgrößen für e eine rechts und links vom betreffenden Fache liegende Einzellast. Wir benützen hiezu die Stabkräfte $\mathfrak{S}_a$ und $\mathfrak{S}_b$, die durch je eine im linken und rechten Auflager wirkende lotrechte Kraft 1 bei Fest-

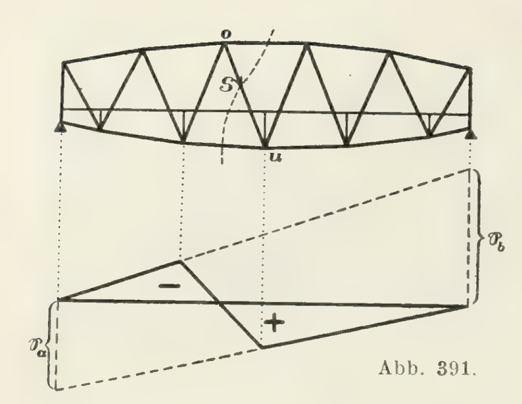


Abb. 391.

haltung des anderen Trägerendes im Stabe hervorgerufen werden (Abb. 391). Man erhält sie für sämtliche Stäbe mittels zweier Cremona-Pläne oder durch Rechnung oder Konstruktion nach der Schnittmethode. Das weitere Verfahren (s. Bd. I, § 11) wird als bekannt vorausgesetzt.

In den Abb. 392 *a* bis *c* sind die Einflußlinien für

Abb. 392 *a*—*c*.

Systeme mit Zwischenknotenpunkten dargestellt, und zwar gilt in Abb. 392 *a*)

für den Schrägstab *S* Stabteil	0 1	die Einflußlinie	*a* 0′ 1 b
„	1 2	„ „	*a* 0′ 1′ 2 *b*
„	2 3	„ „	*a* 0′ 3 *b*

Für den lotrechten Stab *V* (Abb. 392 *b*) tritt an Stelle der für das einfache Fachwerk ohne Zwischenknoten geltenden Einflußlinie $a_1\,3_1\,6_1\,b_1$ die mehrfach gebrochene Einflußlinie $a_1\,0_1\,2_1\,3_1\,4_1\,b_1$.

Die Einflußlinie der Obergurtkraft *O* (Abb. 392 *c*) erhält durch die Zwischenknotenpunkte den Zuwachs $0_2\,1_2\,3_2$, wogegen die Einflußlinien der Untergurtkräfte davon nicht berührt werden.

Ebenso erhält man für das in Abb. 393 dargestellte Trägerfachwerk

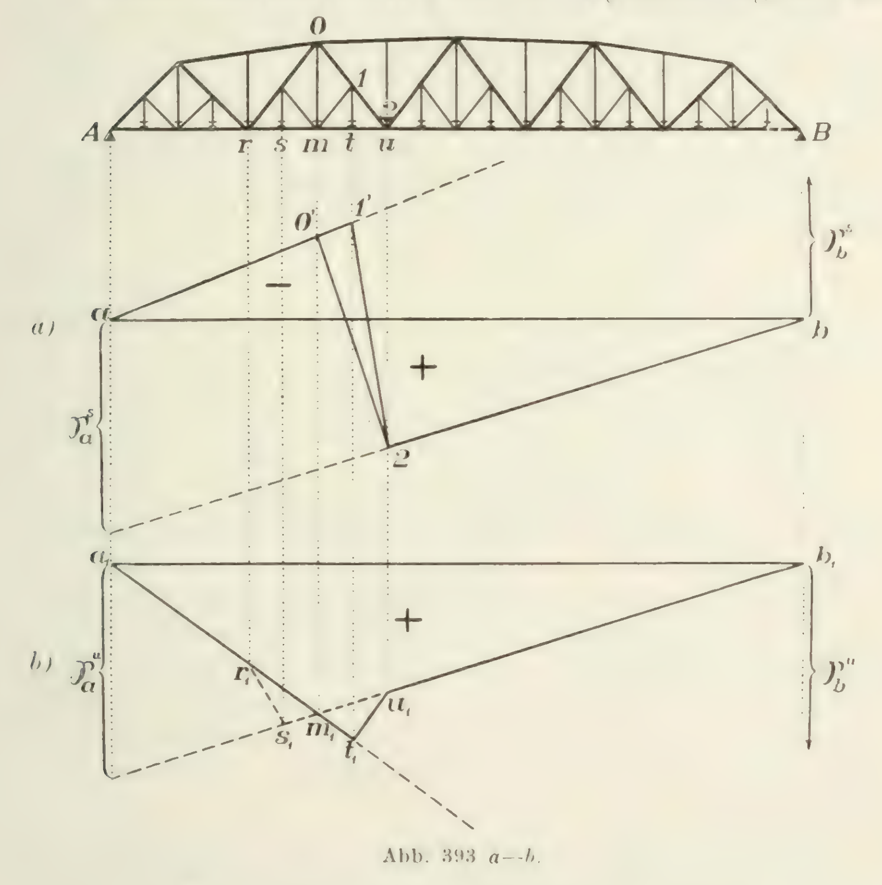


Abb. 393 *a*—*b*.

für den Stabteil	0 1	die Einflußlinie	*a* 0′ 2 *b*
„ „ „	1 2	„ „	*a* 1′ 2 *b*
für den Untergurtstab	*r m*	„ „	$a_1\,r_1\,s_1\,b_1$
„ „ „	*m u*	„ „	$a_1\,t_1\,u_1\,b_1$

4. In statisch unbestimmten Fachwerken, das sind solche, die mehr als $s = 2k - 3$ Stäbe enthalten, sind die Stabkräfte von den elastischen Formänderungen abhängig, für die sich so viele Bedingungen aufstellen lassen, als überzählige Stäbe vorhanden sind. Es muß nämlich die gegenseitige Verschiebung je zweier, durch einen überzähligen Stab verbundenen Knotenpunkte gleich der Längenänderung dieses Stabes sein, was zu der bekannten Beziehung führt

$$\Sigma\, r\, S\, u = 0 \quad \ldots\ldots\ldots \quad 100)$$

Es bezeichnet:

$r = l : F =$ Stablänge durch Querschnitt,

S die Stabkräfte infolge der äußeren Belastung,

u die Stabkräfte, die in dem durch Weglassung der überzähligen Stäbe statisch bestimmt gemachten System durch zwei in Richtung eines überzähligen Stabes wirkende Gegenkräfte 1 hervorgerufen werden.

Nennt man ferner X, X', X'' . . die Kräfte in den überzähligen Stäben und $\mathfrak{S}$ die von der äußeren Belastung herrührenden Stabkräfte im statisch bestimmten Fachwerke, so ist

$$S = \mathfrak{S} + u\, X + u'\, X' + u''\, X'' + \ldots\ldots \quad 101)$$

Die Einsetzung in die für jeden überzähligen Stab geltende Bedingungsgleichung 100) ergibt

$$\left.\begin{array}{l} \Sigma\, r\, \mathfrak{S}\, u + X\, \Sigma\, r\, u^2 + X'\, \Sigma\, r\, u\, u' + X''\, \Sigma\, r\, u\, u'' + \ldots = 0 \\ \Sigma\, r\, \mathfrak{S}\, u' + X\, \Sigma\, r\, u\, u' + X'\, \Sigma\, r\, u'^2 + X''\, \Sigma\, r\, u'\, u'' + \ldots = 0 \\ \Sigma\, r\, \mathfrak{S}\, u'' + X\, \Sigma\, r\, u\, u'' + X'\, \Sigma\, r\, u\, u'' + X''\, \Sigma\, r\, u''^2 + \ldots = 0 \end{array}\right\} \quad 102)$$

woraus die Unbekannten X und damit auch sämtliche Stabkräfte S zu rechnen sind.

Wie bereits oben gesagt wurde, gehören die Träger mit mehrfacher oder mehrteiliger Ausfachung im allgemeinen zu den statisch unbestimmten Anordnungen und es kann demnach ihre Berechnung in richtiger Weise auch nur auf Grund der vorstehenden Entwicklungen erfolgen. In der Anwendung begnügt man sich aber mit Näherungsberechnungen, deren Genauigkeitsgrad allerdings einer Prüfung bedarf.

Man geht bei dieser Berechnung der mehrteiligen Systeme von der Annahme aus, daß sich die Einzelsysteme der Ausfachung gegenseitig nicht beeinflussen, daß sonach ein jedes Einzelsystem nur von den in seinen Knotenpunkten angreifenden Lasten beansprucht wird. Unter dieser Annahme sind die Einflußlinien der Stabkräfte leicht darzustellen (Abb. 394). Man bestimmt sie zunächst für das Einzel-

system, dem der betreffende Stab angehört und berücksichtigt nur jene Lasteinwirkungen, die sich auf die Knotenpunkte dieses Einzelsystems übertragen. Bei n-facher Teilungszahl hat sonach ein Stab der Ausfachung nur den n-ten Teil aller auf dem Träger befindlichen Lasten zu tragen. Ist die Belastung gleichmäßig verteilt, so kann die Stabspannung mit großer Annäherung gleich dem n-ten Teil jener Spannung S_0 gesetzt werden, die sich für das einfache System

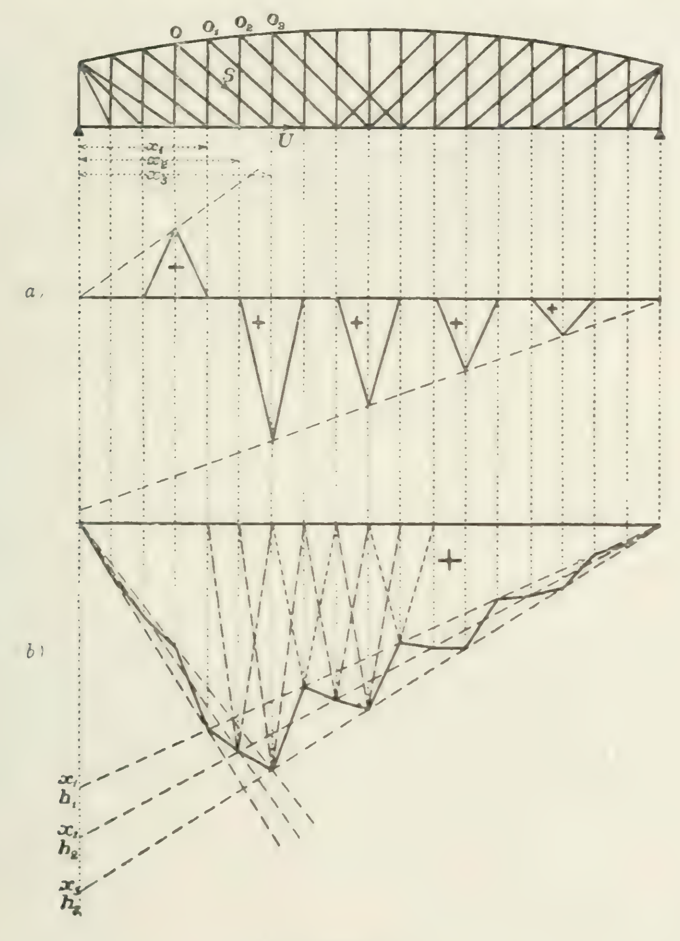


Abb. 394 *a—b.*

bei Wirkung sämtlicher Lasten berechnen würde; dabei wird nur bezüglich der im Stabfache wirkenden Lasten ein kleiner Fehler gemacht und ihr Einfluß nicht voll berücksichtigt. Besteht die Belastung aber aus ungleichen oder ungleich verteilten Einzellasten, so kann der Fehler, den man bei Anwendung der Regel $S = \frac{1}{n} S_0$

macht, erheblich größer werden. Es empfiehlt sich in diesem Falle, die Stabkräfte aus den Einflußlinien zu bestimmen, die man auf Grund obiger Näherungsannahme der Zerlegung in die Einzelsysteme verzeichnet (Abb. 394).

In den Gurtstäben ruft die Belastung eines jeden Knotenpunktes Spannungen hervor, da jeder Gurtstab sämtlichen Einzelsystemen angehört. Die Einflußlinie einer Gurtstabkraft erhält man durch Summierung der für die Einzelsysteme geltenden Einwirkungen (Abb. 394 *b*). Sind $o_1\, o_2 \ldots o_n$ die für einen Gurtstab in Betracht kommenden Momentenpunkte der Einzelsysteme, $m_1\, m_2 \ldots m_n$ die darauf bezogenen Momente der Knotenlasten der Einzelsysteme, $h_1\, h_2 \ldots h_n$ die den Momentenpunkten entsprechenden Trägerhöhen, so rechnet sich die Spannung des geraden Gurtes aus

$$U = \frac{m_1}{h_1} + \frac{m_2}{h_2} + \ldots \frac{m_n}{h_n}$$

Näherungsweise kann dafür gesetzt werden

$$U = \frac{1}{n}\left(\frac{M_1}{h_1} + \frac{M_2}{h_2} + \ldots \frac{M_n}{h_n}\right)$$

wenn $M_1\, M_2 \ldots M$ die auf $o_1\, o_2 \ldots o_n$ bezogenen Momente der gesamten Lasten sind, oder mit weiterer Annäherung

$$U = \frac{M_m}{h_m}$$

wenn M_m und h_m sich auf einen in der Mitte zwischen o_1 und o_n gelegenen Momentenpunkt beziehen. Es gibt aber diese Regel wieder nur für gleichmäßig verteilte Lasten eine befriedigende Übereinstimmung mit der richtigen Zerlegung in die Einzelsysteme.

Die diesen Näherungsberechnungen zugrunde liegende Annahme, daß sich die Einzelsysteme der Ausfachung gegenseitig nicht beeinflussen, trifft natürlich nicht genau zu; der Fehler gegenüber den für das statisch unbestimmte System berechneten Spannungen ist aber allgemein nur gering.

Zum Vergleiche diene das nachstehende Beispiel. Der Träger (Abb. 395) hat ein zweiteiliges Strebenfachwerk, 6 Knotenweiten, Strebenneigung $\beta = 45^\circ$. Er ist einfach statisch unbestimmt; als überzähliger Stab wird der linke Endständer V_0 angenommen. In der nebenstehenden Tabelle sind die relativen Stablängen l, die relativen reziproken Querschnittsflächen $\frac{1}{F}$, die Stabkräfte u und die Stabkräfte $\mathfrak{S}$, welche durch eine in den unteren Knotenpunkten I — V wirkende Last $P = 1$ in dem statisch bestimmten Systeme hervorgerufen werden, eingetragen. Es berechnet sich daraus

	l	$\frac{1}{F}$	u	$\mathfrak{z}$ für P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	s für P_1	P_2	P_3	
O_1	1	$^4/_3$	$+1$	0	0	0	0	0	-0.849	$+0.040$	-0.500	
O_2	1	$^2/_3$	-1	$\frac{10}{6}$	$-\frac{8}{6}$	-1	$-\frac{4}{6}$	$-\frac{2}{6}$	-0.817	-1.373	-0.500	
O_3	1	$^1/_2$	-1	$+\frac{2}{6}$	$-\frac{8}{6}$	-1	$-\frac{4}{6}$	$-\frac{2}{6}$	-0.516	-1.293	-1.500	
O_4	1	$^1/_2$	-1	$-\frac{8}{6}$	$\frac{4}{6}$	-2	$-\frac{8}{6}$	$-\frac{4}{6}$	-0.484	-0.707	-1.500	
O_5	1	$^2/_3$	-1	$-\frac{4}{6}$	$-\frac{4}{6}$	0	$-\frac{8}{6}$	$-\frac{4}{6}$	-0.183	-0.627	-0.500	
O_6	1	$^4/_3$	-1	-1	0	-1	0	-1	-0.151	-0.040	-0.500	
U_1	1	$^4/_3$	$+1$	$+\frac{5}{6}$	$-\frac{4}{6}$	$+\frac{1}{2}$	$+\frac{2}{6}$	$+\frac{1}{6}$	-0.016	$+0.707$	0	
U_2	1	$^2/_3$	-1	$-\frac{1}{6}$	$-\frac{4}{6}$	$+\frac{1}{2}$	$+\frac{2}{6}$	$-\frac{1}{6}$	$+0.683$	$+0.627$	$+1.000$	
U_3	1	$^1/_2$	$+1$	$+\frac{9}{6}$	$+1$	$+\frac{3}{2}$	-1	$-\frac{1}{2}$	$+0.651$	$+1.040$	$+1.000$	
U_4	1	$^1/_2$	-1	$\frac{3}{6}$	$+1$	$+\frac{1}{2}$	$+1$	$-\frac{1}{2}$	$+0.349$	$+0.960$	$+1.000$	
U_5	1	$^2/_3$	-1	$+\frac{7}{6}$	$-\frac{2}{6}$	$+\frac{3}{2}$	$-\frac{4}{6}$	$-\frac{5}{6}$	$+0.317$	$+0.373$	$+1.000$	
U_6	1	$^4/_3$	-1	$-\frac{5}{6}$	$+\frac{2}{6}$	$-\frac{1}{2}$	$+\frac{4}{6}$	$-\frac{1}{6}$	$+0.016$	$+0.293$	0	
D_1'	$\sqrt{2}$	1	$-\sqrt{2}$	$-\frac{5}{6}$	$-\frac{4}{6}$	$-\frac{1}{2}$	$-\frac{2}{6}$	$-\frac{1}{6}$	$+0.016$	-0.707	0	
D_2'	$\sqrt{2}$	1.5	$+\sqrt{2}$	$+1$	0	0	0	0	$+0.151$	$+0.040$	-0.500	
D_3'	$\sqrt{2}$	3	$-\sqrt{2}$	$-\frac{5}{6}$	$+\frac{2}{6}$	$-\frac{1}{2}$	$-\frac{2}{6}$	$-\frac{1}{6}$	$+0.016$	$+0.293$	0	
D_4'	$\sqrt{2}$	3	$+\sqrt{2}$	$+1$	0	$+1$	0	0	$+0.151$	-0.040	-0.500	
D_5'	$\sqrt{2}$	1.5	$-\sqrt{2}$	$-\frac{5}{6}$	$+\frac{2}{6}$	$-\frac{1}{2}$	$+\frac{4}{6}$	$-\frac{1}{6}$	$+0.016$	$+0.293$	0	
D_6'	$\sqrt{2}$	1	$+\sqrt{2}$	$+1$	0	$+1$	0	$+1$	$+0.151$	$+0.010$	$+0.500$	$\sqrt{2}$
D_1	$\sqrt{2}$	1	$-\sqrt{2}$	0	0	0	0	0	$+0.849$	-0.040	$+0.500$	
D_2	$\sqrt{2}$	1.5	$+\sqrt{2}$	$+\frac{5}{6}$	$-\frac{4}{6}$	$+\frac{1}{2}$	$+\frac{2}{6}$	$+\frac{1}{6}$	-0.016	$+0.707$	0	
D_3	$\sqrt{2}$	3	$\sqrt{2}$	-1	0	0	0	0	-0.151	-0.040	$+0.500$	
D_4	$\sqrt{2}$	3	$+\sqrt{2}$	$+\frac{5}{6}$	$-\frac{2}{6}$	$+\frac{1}{2}$	$-\frac{2}{6}$	$+\frac{1}{6}$	-0.016	-0.293	0	
D_5	$\sqrt{2}$	1.5	$-\sqrt{2}$	-1	0	-1	0	0	-0.151	-0.010	-0.500	
D_6	$\sqrt{2}$	1	$+\sqrt{2}$	$+\frac{5}{6}$	$-\frac{2}{6}$	$+\frac{1}{2}$	$-\frac{4}{6}$	$+\frac{1}{6}$	-0.016	-0.293	0	
V_0	1	1	$+1$	0	0	0	0	0	-0.849	$+0.040$	-0.500	
V_6	1	1	-1	-1	0	-1	0	-1	-0.151	-0.040	-0.500	

$\Sigma r u^2 = 74{\cdot}21$ und für P_1 P_2 P_3

	P_1	P_2	P_3
$\Sigma r \mathfrak{S} u =$	$63{\cdot}036$	$-2{\cdot}966$	$-37{\cdot}108$
$V_0 = -\frac{\Sigma r \mathfrak{S} u}{\Sigma r u^2} =$	$-0{\cdot}849$	$+0{\cdot}040$	$-0{\cdot}500$

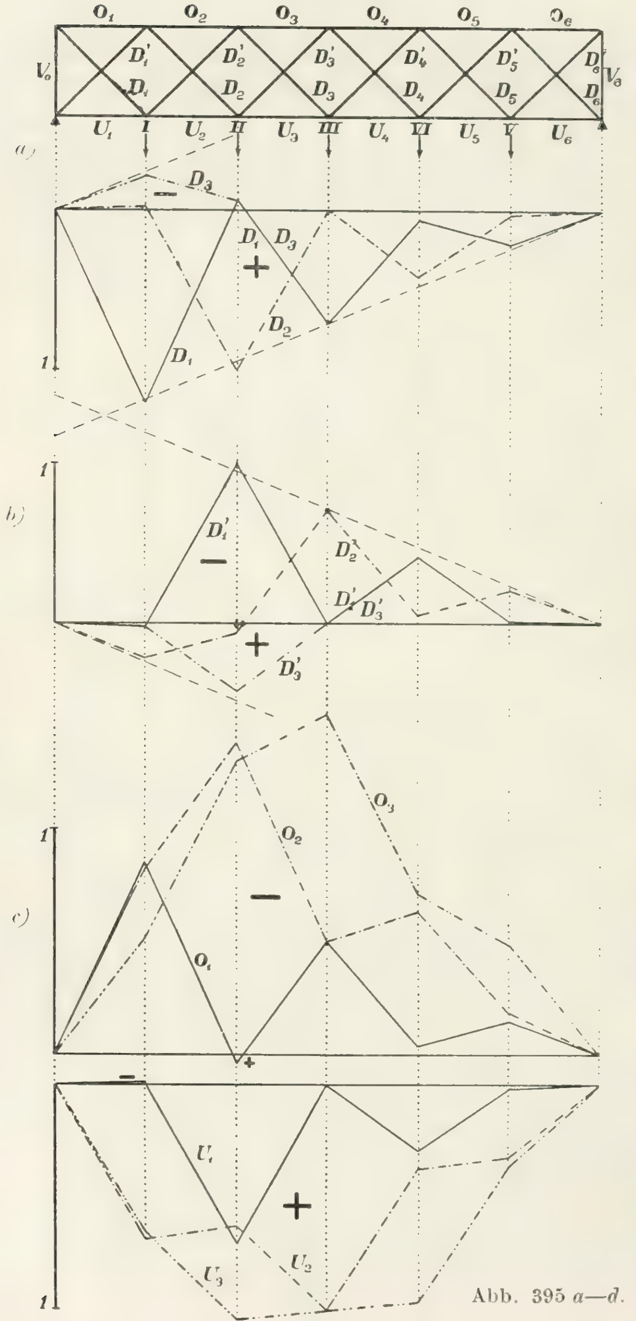


Abb. 395 *a—d*.

Damit konnten die Spannungen sämtlicher Stäbe berechnet und in den Abb. 395 *a* bis *d* ihre Einflußlinien verzeichnet werden. Man sieht, daß die Unterschiede gegenüber jenen Spannungen, die sich nach der Näherungsberechnung auf Grund der Zerlegung in die Einzelsysteme ergeben würden, nicht groß sind. Die Eckpunkte der zackenförmigen Einflußlinie einer Stabkraft liegen nur um wenig (um 0·016 *P* und 0·040 *P*) über oder unter den Geraden, durch welche sie für die Einzelsysteme (nach Abb. 394) festgelegt sind. Man kann demnach für die mehrteiligen Ausfachungssysteme die obige Näherungsberechnung immer als praktisch ausreichend gelten lassen.

Anders verhält es sich bei dem Träger nach Abb. 397 mit drei Stablagen oder sogenanntem Doppelfachwerk. Die Näherungsberechnung, welche man wieder auf die Zerlegung in zwei je mit den halben Knotengewichten belastete Ständerfachwerke basiert, kann hier Spannungswerte

liefern, die von jenen der genauen Berechnung erheblich abweichen. Letztere wird allerdings wegen der hochgradigen statischen Unbestimmtheit ziemlich umständlich.

Wir nehmen (Abbild. 396) die gegen die Mitte steigenden Streben als überzählig an und führen die lotrechten Komponenten dieser Strebenkräfte als die Unbekannte X ein. Bezeichnet man wieder

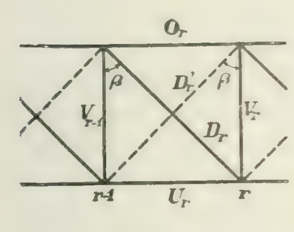


Abb. 396.

die Spannungen in dem statisch bestimmten Systeme mit Frakturbuchstaben, so ist für die Stabkräfte im r-ten Fache zu setzen:

$$O_r = \mathfrak{O}_r - X_r \, tg \, \beta,$$

$$U_r = \mathfrak{U}_r - X_r \, tg \, \beta,$$

$$D_r = \mathfrak{D}_r - X_r \sec \beta,$$

$$D_r' = X_r \sec \beta,$$

$$V_r = \mathfrak{V}_r - X_r - X_{r+1},$$

$$V_{r-1} = \\ = \mathfrak{V}_{r-1} - X_{r-1} - X_r.$$

Abb. 397 $a-d$.

Die reziproken Querschnittsflächen der Stäbe seien mit $o_r u_r d_r d_r' r_r$ bezeichnet. Zur Bestimmung der Unbekannten X liefern die Gleichungen 102 eine Gleichungsgruppe von der Form:

$$r_{r-1} X_{r-1} - [(o_r + u_r) tg^3 \beta + (d_r + d_r') sec^3 \beta + r_r + r_{r-1}] X_r - r_r X_{r+1} =$$
$$= (o_r \mathfrak{O}_r - u_r \mathfrak{U}_r) tg^2 \beta + r_r \mathfrak{V}_r - r_{r-1} \mathfrak{V}_{r-1} - d_r \mathfrak{D}_r sec^2 \beta \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; 10)$$

Bei n-Feldern ergeben sich n-Gleichungen, die je drei von den n-Unbekannten enthalten.

Als Beispiel wählen wir den gleichen Träger wie oben mit den gleichen Stabquerschnitten und mit lotrechten Stäben, deren reziproke Querschnittsflächen den Relativzahlen $r_0 = r_6 = 1$ und r_1 bis $r_5 = 3$ entsprechen. Die Gleichungsgruppe für die X-Größen lautet:

für eine Last im unteren Knotenpunkt	I	II	III
$4{\cdot}1078\, X_1 - X_2 =$	$-1{\cdot}2670\, P_1$	$-2{\cdot}3397\, P_2$	$-1{\cdot}4428\, P_3$
$X_1 \quad 5{\cdot}2729\, X_2 - X_3 =$	$0{\cdot}6061$	$-1{\cdot}4243$	$-1{\cdot}9285$
$X_2 \quad 7{\cdot}9901\, X_3 + X_4 =$	$0{\cdot}6658$	$+1{\cdot}3317$	$-2{\cdot}1187$
$X_3 - 7{\cdot}9901\, X_4 - X_5 =$	$0{\cdot}6658$	$-1{\cdot}3317$	$-2{\cdot}1187$
$X_4 + 5{\cdot}2729\, X_5 - X_6 =$	$-0{\cdot}6061$	$-1{\cdot}2121$	$-1{\cdot}9285$
$X_5 - 4{\cdot}1078\, X_6 =$	$-0{\cdot}4534$	$-0{\cdot}9069$	$-1{\cdot}4428$

Die Auflösung ergibt zunächst die Größen $X = D' \cos \beta$ und damit die in der nebenstehenden Tabelle eingeschriebenen Spannungswerte. Die Abb. 397 *a* bis *d* zeigen die danach aufgetragenen Einflußlinien. Gegenüber der Näherungsberechnung auf Grund der Zerlegung in die Einzelsysteme ergeben sich für die einzelnen Knotenlasten recht erhebliche Spannungsunterschiede. Aber auch die Größtspannungen, die man für eine gleichmäßig verteilte Last p berechnet, weichen bei einigen Stäben nicht unbeträchtlich ab. Es ergibt sich nämlich in Teilen von $p\,a$:

Größtspannungen: $p\,a$	O_1	O_2	O_3	U_1	U_2	U_3	D_1	D_2	D_3	D_1'	D_2'	D_3'	
nach der Näherungberechnung	$-$ 1·25	$-$ 3·25	$-$ 4·25	$+$ 1·25	$+$ 3·25	$+$ 4·25	$+$ 1·25	$+$ 0·80	0·45	$-$ 1·25	$-$ 0·80	$-$ 0·45	$p\,a$
nach der genauen Rechnung	1·076	3·437	4·328	1·423	3·063	4·173	1·076	0·938	0·498	1·423	0·684	0·407	
Unterschied in Prozenten des Näherungswerts	-14	$+6$	$+1{\cdot}8$	$+14$	-6	$-1{\cdot}8$	-14	$+17$	$+11$	$+14$	-15	-10	
							$\sqrt{2}$						

Die Fehler der Näherungsberechnung können noch größer werden, wenn als Verkehrslast Einzellasten in Betracht kommen. Die Unterschiede sind besonders für die in der Nähe des betreffenden Stabes wirkenden Lasten beträchtlich.

Im Vergleiche zu dem Träger mit zweiteiligem Strebenfachwerk ohne Vertikalen bietet der Doppelfachwerksträger den Vorteil, daß

	$\frac{1}{F}$	$\mathfrak{S}$ für			S für		
		P_1	P_2	P_3	P_1	P_2	P_3
O_1	$^4/_3$	$-\frac{5}{6}$	$-\frac{2}{3}$	$-\frac{1}{2}$	— 0·484	— 0·149	— 0·215
O_2	$^2/_3$	$-\frac{4}{6}$	$-\frac{4}{3}$	— 1	— 0·834	— 1·121	— 0·727
O_3	$^1/_2$	$-\frac{3}{6}$	— 1	$-\frac{3}{2}$	— 0·573	— 1·215	— 1·295
O_4	$^1/_2$	$-\frac{3}{6}$	— 1	$-\frac{3}{2}$	— 0·418	— 0·827	— 1·295
O_5	$^2/_3$	$-\frac{2}{6}$	$-\frac{2}{3}$	— 1	— 0·251	— 0·504	— 0·727
O_6	$^4/_3$	$-\frac{1}{6}$	$-\frac{1}{3}$	$-\frac{1}{2}$	— 0·076	— 0·152	— 0·215
U_1	$^4/_3$	0	0	0	+ 0·349	+ 0·518	+ 0·285
U_2	$^2/_3$	$+\frac{5}{6}$	$+\frac{2}{3}$	$+\frac{1}{2}$	+ 0·666	+ 0·879	+ 0·773
U_3	$^1/_2$	$+\frac{4}{6}$	$+\frac{4}{3}$	+ 1	+ 0·594	+ 1·119	+ 1·205
U_4	$^1/_2$	$+\frac{2}{6}$	$+\frac{2}{3}$	+ 1	+ 0·415	+ 0·840	+ 1·205
U_5	$^2/_3$	$+\frac{1}{6}$	$+\frac{1}{3}$	$+\frac{1}{2}$	+ 0·249	+ 0·496	+ 0·773
U_6	$^4/_3$	0	0	0	+ 0·090	+ 0·181	+ 0·285
D_1	1	$+\frac{5}{6}$	$+\frac{2}{3}$	$+\frac{1}{2}$	+ 0·484	+ 0·149	+ 0·215
D_2	1·5	$-\frac{1}{6}$	$+\frac{2}{3}$	$+\frac{1}{2}$	+ 0·091	+ 0·454	+ 0·227
D_3	3	$-\frac{1}{6}$	$-\frac{1}{3}$	$+\frac{1}{2}$	— 0·024	— 0·119	+ 0·295
D_4	3	$+\frac{1}{6}$	$+\frac{1}{3}$	$+\frac{1}{2}$	+ 0·085	+ 0·160	+ 0·295
D_5	1·5	$+\frac{1}{6}$	$+\frac{1}{3}$	$+\frac{1}{2}$	+ 0·085	+ 0·171	+ 0·227
D_6	1	$+\frac{1}{6}$	$+\frac{1}{3}$	$+\frac{1}{2}$	+ 0·076	+ 0·152	+ 0·215
D_1'	1	—	—	—	— 0·349	— 0·518	— 0·285
D_2'	1·5	—	—	—	+ 0·167	— 0·213	— 0·273
D_3'	3	—	—	—	— 0·073	+ 0·215	— 0·205
D_4'	3	—	—	—	— 0·082	— 0·173	— 0·205
D_5'	1·5	—	—	—	— 0·082	— 0·163	— 0·273
D_6'	1	—	—	—	— 0·090	— 0·181	— 0·285
Γ_0	1	$-\frac{5}{6}$	$-\frac{2}{3}$	$-\frac{1}{2}$	— 0·484	— 0·149	— 0·215
Γ_1	3	$+\frac{1}{6}$	$-\frac{2}{3}$	$-\frac{1}{2}$	+ 0·349	+ 0·064	+ 0·058
Γ_2	3	$+\frac{1}{6}$	$+\frac{1}{3}$	$-\frac{1}{2}$	— 0·073	+ 0·331	— 0·022
Γ_3	3	0	0	0	— 0·009	— 0·041	+ 0·411
Γ_4	3	$-\frac{1}{6}$	$-\frac{1}{3}$	$-\frac{1}{2}$	— 0·002	+ 0·003	— 0·022
Γ_5	3	$-\frac{1}{6}$	$-\frac{1}{3}$	$-\frac{1}{2}$	+ 0·006	+ 0·011	+ 0·058
Γ_6	1	$-\frac{1}{6}$	$-\frac{1}{3}$	$-\frac{1}{2}$	— 0·076	— 0·152	— 0·215

die Ausfachungsstäbe unter einer über den Träger bewegten Last eine mehr stetig zu und dann wieder abnehmende Spannung erfahren und nicht jenem wiederholten Wechsel zwischen Be- und Entlastung unterworfen sind, wie bei allen mehrteiligen Ausfachungssystemen. Die Nebenspannungen infolge der starren Knoten, die bei dem zweiteiligen Strebenfachwerk recht beträchtlich werden können, werden durch Einschaltung der Vertikalstäbe erheblich herabgemindert (s. § 30).

Auch sind die Vertikalstäbe für den Anschluß der Querträger und Querverstrebungen von Vorteil. Gegenüber dem einteiligen Ständerfachwerk gibt das Doppelfachwerk nur ungefähr halb so stark beanspruchte Wandstäbe und für die Druckstäbe ist auch die Verringerung der freien Knicklänge infolge der Strebenkreuzungen günstig. Bei offenen Brücken trägt die steife Ausbildung der Streben und Vertikalen zur Erhöhung der Quersteifigkeit der Tragwände bei. Allerdings sind auch die Nachteile der vielfachen statischen Unbestimmtheit nicht zu übersehen, welche es möglich macht, daß durch unrichtigen Zusammenbau starke Zwängspannungen in die Konstruktion gebracht werden können. Die größere Umständlichkeit einer richtigen Berechnung dieses Trägersystems soll nicht als ein Hindernis für dessen Anwendung angesehen werden.

§ 30. Die Nebenspannungen in genieteten Fachwerksträgern.

Die genieteten Knoten gestatten bei einer Durchbiegung des Trägers keine Veränderung der Stabachsenwinkel, so daß sich die Stäbe biegen müssen, wodurch die schon wiederholt genannten Nebenspannungen infolge der starren Knoten auftreten.

Die Berechnung dieser Nebenspannungen, um die sich eine Reihe von Forschern, insbesondere Manderla, Engesser, Winkler, Ritter, Müller-Breslau, Mohr u. a. verdient gemacht hat[1]), erfordert aber selbst bei ganz einfachen Fachwerken zeitraubende Zahlenrechnungen, die sich vervielfachen, wenn man die Größtwerte der Nebenspannungen in den einzelnen Stäben berechnen wollte, wozu deren Einflußlinien ermittelt werden müßten. Bei den Brückenentwürfen der Praxis wird daher, wie schon im früheren bemerkt wurde von dem Nachweis der Nebenspannungen abgesehen und angenommen, daß sie in der Wahl der Inanspruchnahme ihre aus-

[1]) Grundlegende Arbeiten über die Nebenspannungen im Fachwerk mit starren Knoten lieferten: Manderla 1879, Engesser 1879 und 1888, Winkler 1881, Mohr 1892 u. a. Von neueren Arbeiten sind hervorzuheben: Ing. Dr. Pirlet, Einflußlinien der Spannungen in Fachwerken mit starren Knoten, „Der Eisenbau" 1912, Nr. 6 und 7, besonders aber die unten angeführte Arbeit von Dr. W. Gehler.

reichende Deckung finden. Es können aber, wie noch gezeigt werden soll, die Nebenspannungen je nach der Systemanordnung und der baulichen Ausbildung der Fachwerksträger sehr verschieden groß ausfallen. Sie sind von der Steifigkeit des Trägers, von der Gestalt des Trägernetzes und von dem Steifigkeitsverhältnis der Stäbe $J:l$, Trägheitsmoment zur Stablänge, abhängig derart, daß mit der Zunahme dieses Verhältnisses auch die Nebenspannungen zunehmen.

Über die Methoden zur Berechnung der Nebenspannungen kann man sich am besten aus dem Buche von Prof. Dr. Gehler[1]) unterrichten. Eine größere Zahl durchgerechneter Beispiele enthält eine Abhandlung von Prof. Patton[2]). Wir geben nachstehend die Grundzüge der Berechnungsmethode nach Mohr und erläutern diese durch ein Beispiel.

Das Fachwerk sei durch die Längen- und Querschnittsabmessungen der Stäbe gegeben; es sind die Nebenspannungen zu berechnen, die unter einer

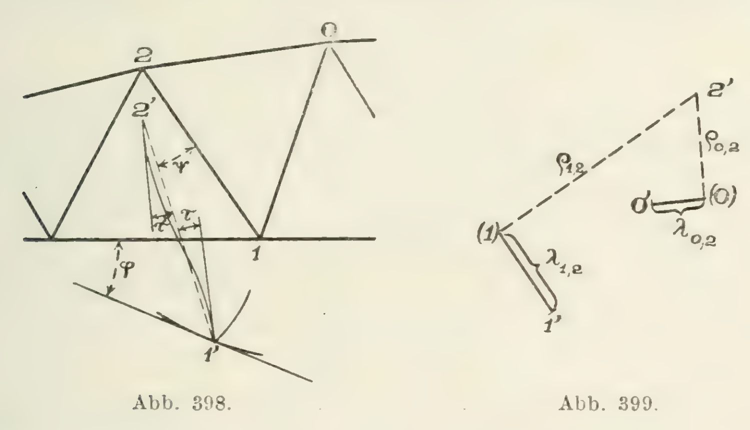


Abb. 398. Abb. 399.

bestimmten Belastung auftreten. Durch die Formänderungen des Fachwerkes erfahren dessen Knotenpunkte Verschiebungen, die man als mit jenen des Gelenkknotenfachwerks übereinstimmend annimmt und demgemäß aus einem Verschiebungsplane erhält. Die Verbindungslinien der verschobenen Endknoten eines Stabes 1 2 gibt die neue Stabsehne 1′ 2′, die aber, da die starren Knoten eine Änderung der Stabwinkel verhindern, nicht mit der Stabachse zusammenfällt (Abb. 398). Letztere wird vielmehr gebogen und bildet mit der Stabsehne an den Enden des Stabes die Ablenkungswinkel τ und τ'. Die Sehne des Stabes 1 2 hat sich in ihrer neuen Lage um den Stabdrehwinkel ψ gedreht. Dieser kann aus dem Williotschen Verschiebungsplane bestimmt werden. Ist nämlich (Abb. 399) 0′1′ die relative Lagenänderung der Punkte 0 1 im Verschiebungsplane, so er-

[1]) W. Gehler, Nebenspannungen eiserner Fachwerksbrücken. Berlin 1910. W. Ernst & Sohn.

[2]) Prof. Patton, Berechnung von gegliederten Brückenträgern mit starrer Knotenverbindung. Moskau 1901. Auszugsweise in der „Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen" 1901.

hält man bekanntlich die Verschiebung des Punktes 2, indem man die Längenänderungen λ der Stäbe 0 2 und 1 2 ihrem Richtungssinne entsprechend in 0′ und 1′ anträgt und senkrecht dazu die Verdrehungen, die man den Stäben erteilen muß, damit sie im Knoten 2 vereinigt bleiben. Es ist sonach $\varrho_{1,2} = (1)\,2$ die Drehbewegung des Knotenpunktes 2 um 1, und bei der Stablänge $l_{1,2}$ der Stabdrehwinkel $\psi_{1,2} = \frac{\varrho_{1,2}}{l_{1,2}}$. Wir nehmen diesen Winkel positiv, wenn die Drehung im Uhrzeigersinne vor sich geht. Um die richtigen Drehwinkel zu erhalten, bedarf es allerdings noch einer Korrektur. Bei der Verzeichnung des Verschiebungsplanes wird nämlich ein beliebiger, gewöhnlich ein mittlerer Stab festgehalten und wird von diesem ausgehend die Lagenänderung sämtlicher Knotenpunkte bestimmt. Für die Endknoten, Auflagerpunkte, ergeben sich damit im allgemeinen verschieden große Verschiebungen gegen ihre ursprüngliche Höhenlage; sie seien δ_A und δ_B. Um sie wieder in die gleiche Horizontale zu bringen, muß dem ganzen verschobenen Stabnetze eine Drehung um den Winkel $\psi_{AB} = \frac{\delta_B - \delta_A}{L}$ gegeben werden und um diesen Winkel sind die sämtlichen, dem Verschiebungsplane entnommenen Stabdrehwinkel zu vergrößern. Man hat sonach

$$\psi_{12} = \frac{\varrho_{12}}{l_{12}} + \psi_{AB}.$$

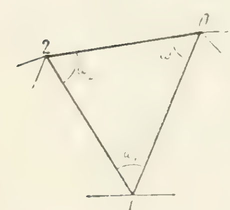


Abb. 400.

Anstatt aus einem Verschiebungsplane kann man die Stabdrehwinkel auch durch Rechnung aus den Änderungen der Dreieckswinkel bestimmen. Sind σ_{01} σ_{02} und σ_{12} die Spannungen der das Dreieck 0 1 2 bildenden Stäbe (Abb. 400), so ändert sich der Winkel bei 1 um

$$\partial\omega_1 = (\sigma_{02} - \sigma_{01}) \cot \omega_2 + (\sigma_{02} - \sigma_{12}) \cot \omega_0$$

und es folgt bei dem Stabdrehwinkel ψ_{01} des Stabes 0 1 jener das Stabes 1 2 aus

$$\psi_{12} = \psi_{01} \pm \partial\omega_1$$

das positive Vorzeichen von $\partial\omega_1$ gilt, wenn mit einer Vergrößerung des Winkels ω_1 eine Rechtsdrehung des Stabes verbunden ist.

Da die Winkel zwischen den Stabachsen am Knotenpunkte infolge der starren Verbindung ungeändert bleiben, so ergibt sich der Ablenkungswinkel τ aus dem Unterschiede der Verdrehung des Knotens und der Verdrehung der Stabsehne, d. i. aus dem Unterschiede zwischen dem Knotendrehwinkel φ und dem Stabdrehwinkel ψ. Es ist sonach für den Stab 1 2

$$\tau = \varphi_1 - \psi_{12} \text{ und } \tau' = \varphi_2 - \psi_{12}.$$

Durch die Ablenkungswinkel τ und τ' sind aber die Momente M und M' an den Stabenden bestimmt; es bestehen nämlich die aus der Gleichung der elastischen Linie bei konstantem Trägheitsmoment J des Stabes leicht abzuleitenden Beziehungen

$$M = \frac{2\,E\,J}{l}\,(2\,\tau + \tau') \qquad M' = \frac{2\,E\,J}{l}\,(2\,\tau' + \tau)$$

oder bei Ersatz der Ablenkungswinkel durch die Knoten- und Stabdrehwinkel für den Stab 1, 2

$$M_{12} = \frac{2\,E\,J}{l}\,(2\,\varphi_1 + \varphi_2 - 3\,\psi_{12})$$

$$M_{21} = \frac{2\,E\,J}{l}\,(2\,\varphi_2 - \varphi_1 - 3\,\psi_{12}).$$

Allgemein ist für einen die Knotenpunkte a, n verbindenden Stab mit Einführung der abkürzenden Bezeichnung $\frac{2\,E\,J_{a\,n}}{l_{a\,n}} = N_{a\,n}$.

$$M_{an} = N_{a\,n}\,(2\,\varphi_a - \varphi_n - 3\,\psi_{a\,n}) \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 104)$$

Als Unbekannte erscheinen nunmehr die Knotendrehwinkel φ, zu deren Bestimmung die Bedingung verhilft, daß für jeden Knoten die Summe der an ihm angreifenden Momente gleich Null sein muß. Es ist sonach für jeden Knotenpunkt $\Sigma\,M_{a\,n} = 0$, wobei aber vorausgesetzt wird, daß kein äußeres Moment übertragen wird, die Stabachsen sich sonach in einem Punkte schneiden. Übrigens läßt sich auch leicht die Wirkung exzentrischer Stabanschlüsse berücksichtigen; es sind dann die durch sie hervorgerufenen Momente $\Sigma\,Se$ (Stabkraft mal Exzentrizität im positiven Drehungssinne) mit in Rechnung zu bringen und lautet in diesem Falle die Bedingungsgleichung $\Sigma\,M_{a\,n} = \Sigma\,Se$.

Sieht man aber von einer Exzentrizität ab, so ergibt sich für jeden Knotenpunkt die Gleichung

$$\Sigma\,M_{a\,n} = 2\,\varphi_a\,\Sigma\,N_{a\,n} - \Sigma\,N_{a\,n}\,\varphi_n - 3\,\Sigma\,N_{a\,n}\,\psi_{a\,n} = 0 \quad . \; . \; . \; . \quad 105)$$

woraus die Knotendrehwinkel φ zu rechnen sind. Die Auflösung der Gleichungsgruppe 105 wird bei einer größeren Zahl von Knotenpunkten recht umständlich und es empfiehlt sich ein von Mohr angegebenes Annäherungsverfahren, das verhältnismäßig einfach und mit jedem erwünschten Grad von Genauigkeit zum Ziele führt.

Man setzt hienach in Gleichung 105 die Drehwinkel φ_n der an a angeschlossenen Knoten zunächst gleich φ_a und erhält damit für alle Knotenpunkte die ersten Annäherungswerte

$$\varphi'_a = \frac{\Sigma\,N_{a\,n}\,\psi_{a\,n}}{\Sigma\,N_{a\,n}} \quad . \quad 106)$$

Mit Hilfe dieser genäherten Winkel φ' läßt sich nunmehr ein verbesserter Wert φ''_a rechnen. Es ist nämlich

$$2\,\varphi''_a\,\Sigma\,N_{a\,n} - \Sigma\,N_{a\,n}\,\varphi'_n - 3\,\Sigma\,N_{a\,n}\,\psi_{a\,n} = 0$$

woraus

$$\varphi''_a = \frac{1}{2}\left[3\,\varphi'_a - \frac{\Sigma\,N_{a\,n}\,\varphi'_n}{\Sigma\,N_{a\,n}}\right] \quad . \; . \quad 107)$$

Man wiederholt diese Verbesserungsrechnung, indem man in das zweite Glied der obigen Gleichung immer die zuletzt berechneten Winkelwerte φ_n einsetzt, das erste Glied φ'_a aber ungeändert läßt, und damit so lange fortfährt, bis die aufeinanderfolgend gerechneten Werte hinreichende Übereinstimmung zeigen. Dazu ist eine zweimalige Verbesserung wohl immer ausreichend.

Mit den Winkelwerten φ ergeben sich dann aus 104) die Stabmomente. Diese müssen die Bedingung erfüllen, daß ihre Summe für jeden Knotenpunkt $= 0$ ist. Infolge der nicht ganz genauen Werte φ wird sich meist ein kleiner Restwert herausstellen, den man auf die einzelnen Stäbe im Verhältnis $N_{a\,n} : \Sigma\,N_{a\,n}$ aufteilt.

Für die Durchführung der Rechnung empfiehlt sich eine tabellarische Anordnung der Rechnungsgrößen, wie sie dem nachstehenden Beispiele entnommen werden kann.

Beispiel. Abb. 401 zeigt das Stabnetz der Hauptträger einer eingleisigen Hauptbahnbrücke von 33 *m* Stützweite mit Fahrbahn unten und mit den beigesetzten Stabquerschnitten[1]). Es sind die Grund- und Nebenspannungen zu rechnen, die durch das Eigengewicht und die Verkehrslast bei der in der Abbildung gezeichneten Laststellung in einem Hauptträger hervorgerufen werden.

Das Eigengewicht wurde pro Knoten des Obergurtes mit 1·18 *t*, pro Untergurtknoten mit 3·33 *t* angenommen.

Die Stabmaße l, F, J, die Stabkräfte S, sowie die daraus berechneten E-fachen Längenänderungen sind in den ersten Reihen der Tabelle I (S. 362) eingeschrieben. Damit wurde der Verschiebungsplan (Abb. 402) verzeichnet, dem die Verdrehungen ϱ entnommen wurden, aus denen man die Winkel $\frac{\varrho}{l}$ und mit

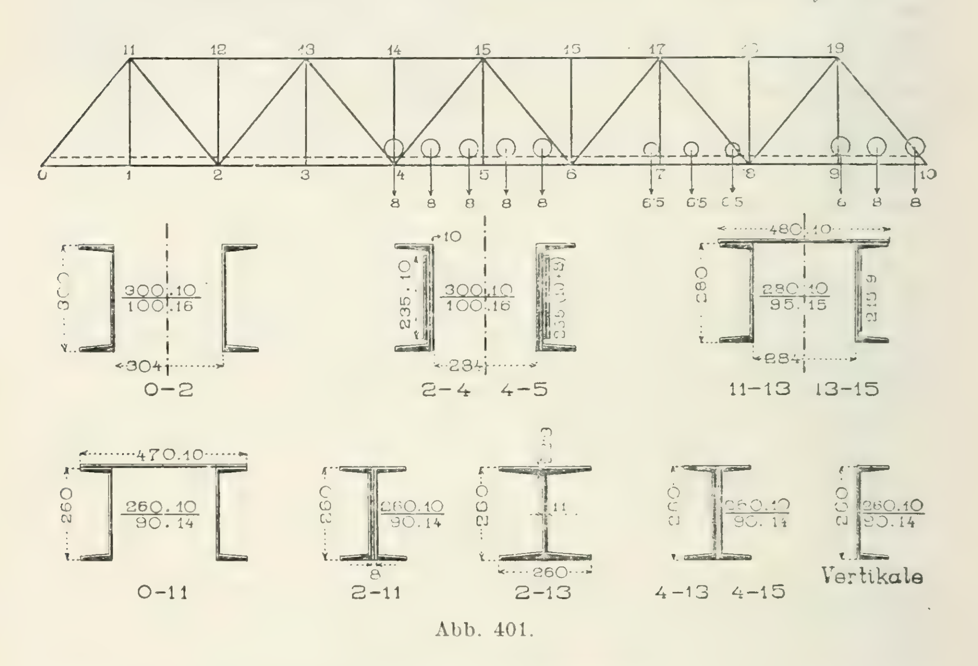


Abb. 401.

der Verbesserung $\frac{\delta_B - \delta_A}{L} = \frac{440}{3300} = 0·13$ die Stabdrehwinkel ψ erhält. Die Tabelle II (S. 363) gibt die Berechnung der Knotendrehwinkel. Es wurden für jeden Knotenpunkt die Werte N und $N\psi$ der daselbst zusammentreffenden Stäbe summiert und in die zwei ersten Reihen der Tabelle II eingeschrieben. Hieraus ergeben sich nach Gleichung 106) zunächst die angenäherten Winkel φ' und mit diesen nach Gleichung 107) ihre verbesserten Werte. Diese sind nach zweimaliger Verbesserung in der letzten Tabellenreihe angeführt. Mit Hilfe der Stab- und Knotendrehwinkel ψ und φ wurden dann nach Gleichung 104 die Momente an den Enden eines jeden Stabes berechnet (Tabelle III, S. 364) und nach der obenangegebenen Regel so berichtigt, daß die Bedingung $\Sigma M_{an} = 0$ für jeden Knotenpunkt erfüllt wurde. Schließlich konnten die von diesen Momenten hervorgerufenen Biegungsspannungen ν gerechnet werden.

[1]) Brücke über den Rixdorfer Stichkanal bei Berlin. Gebräuchliche Bauart der preußischen Staatsbahnen (Bernhard, Eiserne Brücken, Berlin 1911).

Sie sind in dem Diagramm der Abb. 403 dargestellt und in der letzten Reihe der Tabelle III in Hundertteilen der Grundspannung angegeben.

Die größten Biegungsspannungen treten hienach in den Untergurtstäben im Anschlusse der Hilfsvertikalen auf; sie erreichen hier mit 217 kg/cm^2 25 % der Grundspannung, welche sie auf 1090 kg/cm^2 erhöhen. In allen übrigen Stäben

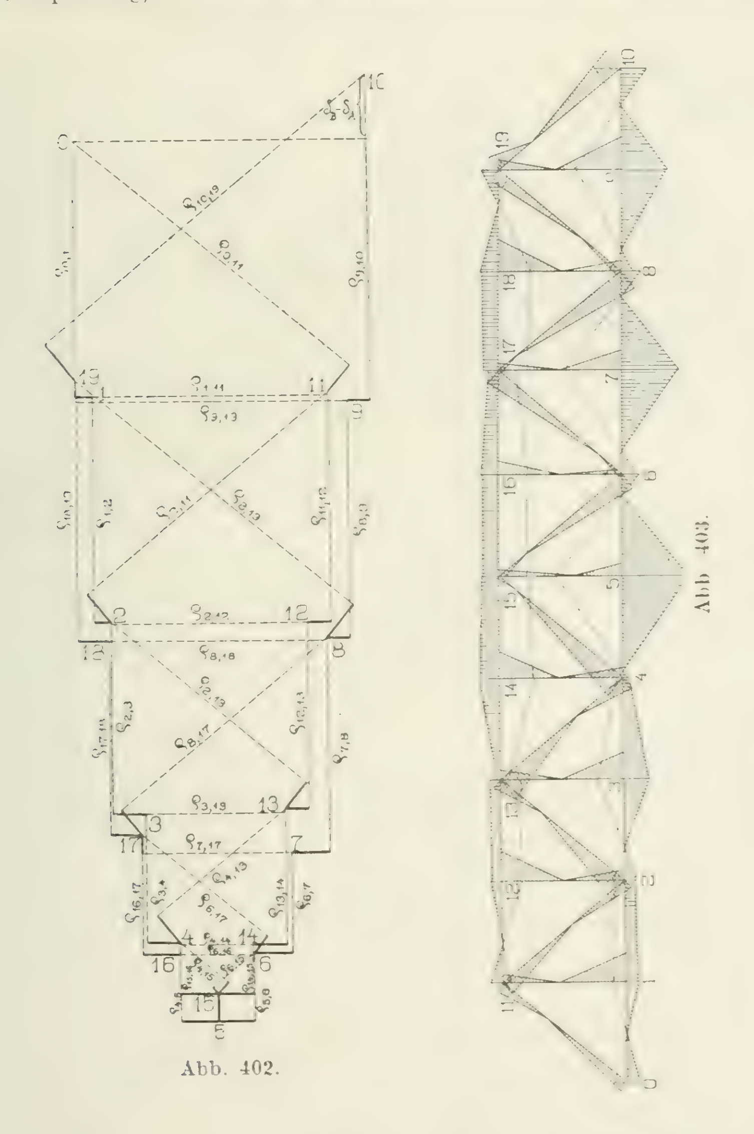


Abb. 402.

Abb. 403.

sind sie aber numerisch erheblich geringer, wenn auch das Verhältnis zur Grundspannung in einigen Stäben, so besonders in den schwach beanspruchten Vertikalstäben, ein beträchtlich größeres ist.

Dieses allgemeine Berechnungsverfahren wie auch die zahlenmäßige Durchrechnung von Beispielen gibt aber noch keinen rechten

Tabelle I. Berechnung der Stabdrehwinkel ψ.

	Stab	l	F	J	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
		m	cm^2	cm^4	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]			[illegible]
Untergurt	0, 1	3·3	117·6	16.052	97·3	39·1	110	1665	5·05	5·18	504·0
	1, 2	3·3	117·6	16.055	97·3	39·1	110	1470	4·45	4·59	446·6
	2, 3	3·3	164·6	18.215	110·4	106·0	213	1245	3·77	3·91	431·7
	3, 4	3·3	164·6	18.215	110·4	106·0	213	836	2·53	2·67	294·8
	4, 5	3·3	202·2	19.945	120·9	146·7	239	510	1·55	1·68	203·1
	5, 6	3·3	202·2	19.945	120·9	146·7	239	− 443	− 1·34	− 1·21	− 146·3
	6, 7	3·3	164·6	18.215	110·4	123·6	248	− 652	− 1·98	− 1·84	− 203·1
	7, 8	3·3	164·6	18.215	110·4	123·6	248	− 13[illegible]0	− 4·21	− 4·08	− 450·4
	8, 9	3·3	117·6	16·052	97·3	54·4	153	− 1543	− 4·68	− 4·54	− 441·7
	9, 10	3·3	117·6	11.052	97·3	54·4	153	− 21[illegible]0	− 6·42	− 6·29	− 612·0
Obergurt	11, 12	3·3	154·6	15.197	92·1	− 74·4	− 159	1492	4·52	4·65	428·3
	12, 13	3·3	154·6	15.197	92·1	74·4	159	1212	3·67	3·81	350·9
	13, 14	3·3	193·3	18.870	114·4	−133·9	− 229	876	2·65	2·79	319·2
	14, 15	3·3	193·3	18.870	114·4	−133·9	− 229	320	0·97	1·10	125·8
	15, 16	3·3	193·3	18.870	114·4	−140·5	240	− 255	− 0·77	− 0·64	− 73·2
	16, 17	3·3	193·3	18.870	114·4	−140·5	− 240	775	− 2·35	− 2·22	− 254·0
	17, 18	3·3	154·6	15.197	92·1	− 93·9	− 200	− 1260	− 3·82	− 3·69	− 339·8
	18, 19	3·3	154·6	15.197	92·1	− 93·9	200	1700	− 5·15	− 5·02	− 462·3
Diagonalen	0, 11	5·185	143·6	11.637	44·9	62·1	− 224	2315	4·47	4·60	206·5
	11, 2	5·185	117·4	1.593	6·14	55·5	245	2042	3·94	4·07	25·0
	2, 13	5·185	115·6	4.261	16·44	− 49·6	− 223	1636	3·16	3·29	54·0
	13, 4	5·185	96·6	1.376	5·30	43·8	235	1083	2·09	2·22	11·8
	4, 15	5·185	96·6	1.376	5·30	− 20·0	− 107	395	0·76	0·90	4·8
	15, 6	5·185	96·6	1.376	5·30	− 9·7	− 52	− 350	0·68	− 0·54	− 2·8
	6, 17	5·185	96·6	1.376	5·30	26·4	142	− 1045	− 2·02	− 1·88	− 10·0
	17, 8	5·185	115·6	4.261	16·44	− 46·8	− 210	− 1740	− 3·36	− 3·22	− 53·0
	8, 19	5·185	117·4	1.593	6·14	62·6	276	− 2316	− 4·47	− 4·33	− 26·6
	19, 10	5·185	143·6	11.637	44·9	− 86·2	331	− 2730	5·27	− 5·13	− 230·2
Vertikale	1, 11	4·000	48·3	317	1·60	3·3	27	1530	3·83	3·96	6·2
	2, 12	4·000	48·3	317	1·60	− 1·2	− 10	1272	3·18	3·31	5·2
	3, 13	4·000	48·3	317	1·60	3·3	27	905	2·26	2·40	3·8
	4, 14	4·000	48·3	317	1·60	− 1·2	− 10	468	1·17	1·30	2·0
	5, 15	4·000	48·3	317	1·60	21·7	180	0	0	0·13	0·2
	6, 16	4·000	48·3	317	1·60	− 1·2	10	− 480	− 1·20	1·07	− 1·6
	7, 17	4·600	48·3	317	1·60	14·6	121	− 970	− 2·43	− 2·29	− 3·6
	8, 18	4·000	48·3	317	1·60	− 1·2	− 10	− 1415	3·54	− 3·40	− 5·4
	9, 19	4·000	48·3	317	1·60	16·4	135	− 1760	− 4·40	− 4·27	− 6·8
	0, 10	33·000						440			

Tabelle II. Berechnung der Knotendrehwinkel φ.

Knoten	$\frac{1}{E}\Sigma N$	$\Sigma N\varphi$	$E\varphi' = \frac{\Sigma N\varphi}{\frac{1}{E}\Sigma N}$	$\Sigma N_{n}\varphi_{n}$	$E\varphi$ 1. Näherung	$E\varphi$ 2. Näherung
0	142·2	710·5	5·00	$97{\cdot}3\,\varphi_1 - 44{\cdot}9\,\varphi_1$	5·10	5·04
1	196·2	936·8	4·88	$97{\cdot}3\,\varphi_0 - 97{\cdot}3\,\varphi_2 - 1{\cdot}6\,\varphi_{11}$	5·03	5·00
2	231·9	962·5	4·17	$97{\cdot}3\,\varphi_1 - 110{\cdot}4\,\varphi - 6{\cdot}14\,\varphi_{11} - - 16{\cdot}44\,\varphi_3 - 1{\cdot}6\,\varphi_{12}$	4·26	4·21
3	222·4	750·3	3·28	$110{\cdot}4\,\varphi_2 - 110{\cdot}4\,\varphi_4 - 1{\cdot}6\,\varphi_1$	3·35	3·28
4	243·5	516·5	2·12	$110{\cdot}4\,\varphi - 120{\cdot}9\,\varphi + 5{\cdot}3\,\varphi_1 - 1{\cdot}6\,\varphi_{1} - 5{\cdot}3\,\varphi_1$	2·34	2·34
5	243·4	57·0	0·23	$120{\cdot}9\,\varphi_4 - 120{\cdot}9\,\varphi - 1{\cdot}6\,\varphi_1$	0·19	0·16
6	243·5	— 363·8	— 1·49	$120{\cdot}9\,\varphi - 110{\cdot}4\,\varphi_7 - 5{\cdot}3\,\varphi_1 - + 1{\cdot}6\,\varphi_1 - 5{\cdot}3\,\varphi_{17}$	— 1·59	— 1·56
7	222·4	— 657·1	— 2·96	$110{\cdot}4\,\varphi - 110{\cdot}4\,\varphi_8 - 1{\cdot}6\,\varphi_{17}$	— 3·02	— 2·98
8	231·9	— 977·1	— 4·21	$110{\cdot}4\,\varphi_7 - 97{\cdot}3\,\varphi - 16{\cdot}44\,\varphi_{17} - - 1{\cdot}6\,\varphi_{18} - 6{\cdot}14\,\varphi$	— 4·29	— 4·25
9	196·2	— 1060·5	— 5·41	$97{\cdot}3\,\varphi_8 - 97{\cdot}3\,\varphi_0 - 1{\cdot}6\,\varphi_1$	— 5·58	— 5·49
10	142·2	— 842·2	— 5·92	$97{\cdot}3\,\varphi - 44{\cdot}9\,\varphi$	— 6·24	— 6·19
11	144·7	666·0	4·63	$44{\cdot}9\,\varphi_0 - 1{\cdot}6\,\varphi_1 - 6{\cdot}14\,\varphi_2 + - 92{\cdot}1\,\varphi_{12}$	4·71	4·67
12	185·8	784·4	4·22	$92{\cdot}1\,\varphi_{11} - 92{\cdot}1\,\varphi_{1} - 1{\cdot}6\,\varphi_2$	4·37	4·34
13	229·9	739·7	3·22	$92{\cdot}1\,\varphi_{12} - 144{\cdot}4\,\varphi_{1} - 16{\cdot}44\,\varphi_2 - - 1{\cdot}6\,\varphi - 5{\cdot}3\,\varphi_4$	3·32	3·26
14	230·4	447·0	1·94	$114{\cdot}4\,\varphi - 114{\cdot}4\,\varphi_1 - 1{\cdot}6\,\varphi_4$	2·05	2·03
15	241·0	54·8	0·23	$114{\cdot}4\,\varphi_{14} - 114{\cdot}4\,\varphi_1 - 5{\cdot}3\,\varphi_4 - - 1{\cdot}6\,\varphi - 5{\cdot}3\,\varphi$	0·22	0·20
16	230·4	— 328·8	— 1·43	$114{\cdot}4\,\varphi - 114{\cdot}4\,\varphi_{17} - 1{\cdot}6\,\varphi$	— 1·48	— 1·48
17	229·9	— 659·8	— 2·87	$114{\cdot}4\,\varphi - 92{\cdot}1\,\varphi - 5{\cdot}3\,\varphi - - 1{\cdot}6\,\varphi_7 - 16{\cdot}44\,\varphi_8$	— 2.91	— 2·85
18	185·8	— 807·5	— 4·35	$92{\cdot}1\,\varphi_{17} - 92{\cdot}1\,\varphi_1 - 1{\cdot}6\,\varphi_8$	— 4·55	— 4·55
19	144·7	— 725·9	— 5·02	$92{\cdot}1\,\varphi_{18} - 6{\cdot}14\,\varphi_8 - 1{\cdot}6\,\varphi - - 44{\cdot}9\,\varphi_1$	— 5·11	— 5·00

Tabelle III. Berechnung der Nebenspannungen.

Stab a, n	$2\varphi_a + \varphi_n - 3\psi_{an}$	$2\varphi_n + \varphi_a - 3\psi_{an}$	M_a	M_n	Berichtigte Momente M_a	M_n	$W = J : e$	Nebenspannung v Stabende a	Stabende n	Hauptspannung $\sigma = S : F_n$	v in Hundertteilen von σ
			ton/cm		ton cm		cm^3	kg/cm²			
0, 1	−0·46	−0·59	−44·7	−48·6	−43·3	−47·9	1070	± 41	∓ 45	371	12
1, 2	0·44	−0·35	42·8	−34·0	43·5	−35·0	1070	± 41	∓ 36	371	11
2, 3	−0·03	−0·95	−3·5	−106·0	−4·5	−104·3	1214	± 4	∓ 86	759	11
3, 4	0·89	−0·05	98·3	−5·5	100·0	−2·4	1214	∓ 83	∓ 2	759	11
4, 5	−0·20	−2·38	−24·2	−287·7	−20·8	−283·5	1330	± 16	± 217	873	25
5, 6	2·39	0·67	289·0	81·0	288·3	79·0	1330	∓ 217	± 59	873	25
6, 7	−0·58	−2·00	−64·1	−220·8	−65·9	−220·9	1214	± 54	∓ 182	880	21
7, 8	2·33	0·76	224·1	83·9	224·0	78·0	1214	∓ 185	± 64	880	21
8, 9	−0·37	−1·61	−36·0	−156·6	−41·2	−158·4	1070	± 39	∓ 148	517	28
9, 10	1·70	1·00	165·4	97·3	163·6	92·1	1070	∓ 153	± 86	517	29
11, 12	−0·27	−0·60	−24·9	−55·3	−33·3	−53·5	1447 821	+ 23 − 41	− 37 + 65	−481	8
12, 13	0·51	−0·57	47·0	−52·5	48·8	−51·7	1447 821	− 34 + 59	− 36 + 63	−481	8
13, 14	0·18	−1·05	20·6	−120·1	21·6	−117·2	1655 1072	− 13 + 20	− 70 + 110	−693	10
14, 15	0·96	−0·87	109·8	−99·5	113·2	−99·3	1655 1072	− 68 + 105	− 60 + 93	−693	10
15, 16	0·84	−0·84	96·1	−96·1	96·3	−95·6	1655 1072	− 58 + 90	− 57 + 89	−727	8
16, 17	0·85	−0·52	97·2	−59·5	97·7	59·3	1655 1072	− 59 + 91	− 35 + 55	−727	8
17, 18	0·82	−0·88	75·5	−81·0	75·6	−82·2	1447 821	− 52 + 92	− 57 + 100	−607	9
18, 19	0·96	0·51	88·4	47·0	87·2	47·6	1447 821	− 60 + 106	+ 33 − 58	−607	10
0, 11	0·95	0·58	42·6	26·0	43·3	21·9	1215 668	− 36 + 65	+ 18 − 33	−433	8
11, 2	1·34	0·88	8·2	5·4	7·6	5·3	170	∓ 45	± 31	523	9
2, 13	1·81	0·86	29·8	14·1	29·6	14·2	405	∓ 73	± 35	−428	17
13, 4	2·20	1·28	11·7	6·8	11·7	6·9	153	∓ 77	± 45	513	15
4, 15	2·18	0·04	11·6	0·2	11·7	0·2	153	∓ 77	± 1	−207	37
15, 6	0·45	−1·70	2·4	−9·0	2·4	−9·1	153	∓ 16	∓ 59	−100	59
6, 17	−0·33	−1·62	−1·7	−8·6	−1·8	−8·6	153	± 12	∓ 56	310	18
17, 8	−0·29	−1·69	−4·8	−27·8	−4·8	−28·7	405	± 12	∓ 71	−405	17
8, 19	0·51	−1·26	−3·1	−7·7	−3·4	−7·7	170	± 20	∓ 45	590	8
19, 10	−0·80	−1·99	−35·9	−89·7	−35·6	−92·1	1215 668	+ 29 − 54	− 76 + 138	−601	13
1, 11	2·79	2·46	4·4	3·9	4·4	3·8	134 48	− 33 + 92	+ 28 − 80	80	—
2, 12	2·83	2·96	4·5	4·7	4·5	4·7	134 48	− 34 + 94	+ 35 99	−25	—
3, 13	2·62	2·60	4·2	4·2	4·2	4·2	134 48	− 31 + 88	− 31 − 88	80	
4, 14	2·81	2·50	4·5	4·0	4·5	4·0	134 48	− 33 + 94	− 30 − 84	−25	—
5, 15	0·13	0·17	0·2	0·3	0·2	0·3	134 48	− 1 + 4	− 2 − 6	508	—
6, 16	1·39	−1·31	−2·2	−2·1	−2·2	−2·1	48 134	+ 46 16	− 44 + 16	−25	—
7, 17	1·94	−1·81	−3·1	−2·9	−3·1	−2·9	48 134	+ 65 − 23	− 61 + 22	342	—
8, 18	−2·85	−3·15	−4·6	−5·0	−4·7	−5·0	48 134	+ 99 − 35	− 105 + 37	−25	—
9, 19	−3·17	−2·68	−5·1	−4·3	−5·1	−4·3	48 134	+ 107 − 38	− 90 − 32	384	—

Einblick in die Gesetzmäßigkeit, nach der die Nebenspannungen von den auf sie Einfluß nehmenden Faktoren abhängen. Diesen gewinnt man besser durch Betrachtungen und Näherungsrechnungen, wie sie Professor Dr. Friedrich Hartmann[1]) anstellt. Er findet, daß man hinsichtlich der Größe der Nebenspannungen grundsätzlich drei Gruppen von Fachwerken zu unterscheiden hat:

1. Einfache Fachwerke ohne Hilfsvertikalen und Doppelfachwerke. (Abb. 404 *a*—*d*.)

2. Fachwerke mit Hilfsvertikalen, die Knotenlasten aufnehmen (Abb. 405 *a*—*c*.)

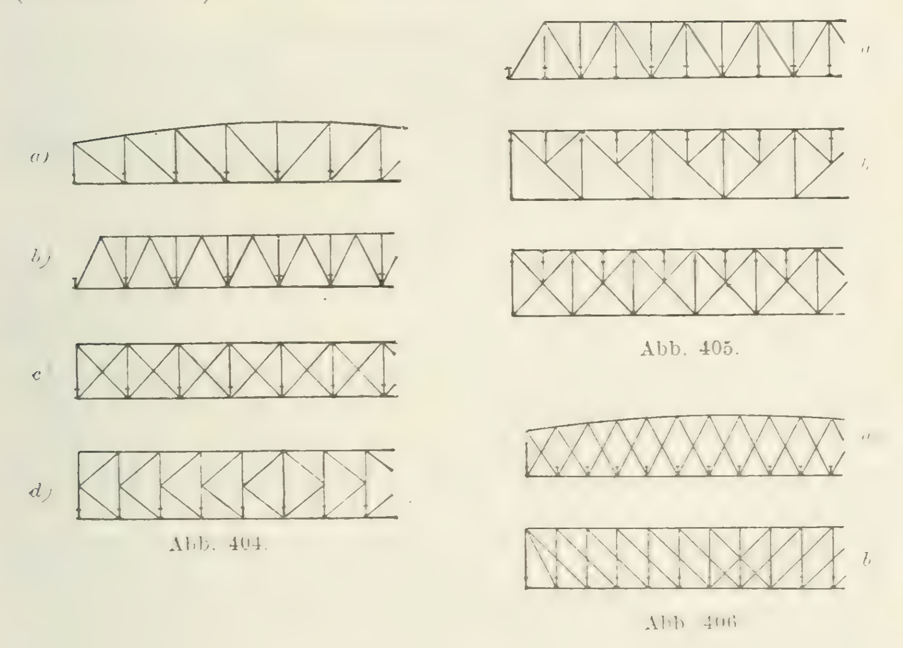


Abb. 404.

Abb. 405.

Abb. 406.

3. Mehrteilige (zweiteilige) Fachwerke (Abb. 406 *a*, *b*).

Die erste Gruppe hat mit Ausnahme des Parabelträgers im allgemeinen sehr geringe Nebenspannungen, die zweite erheblich höhere und die dritte Gruppe die weitaus höchsten.

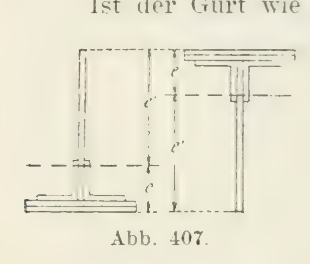
Um zu Näherungsformeln für die Nebenspannungen zu gelangen, wird die Voraussetzung gemacht, daß das Steifigkeitsverhältnis der Gurte wesentlich größer ist als jenes der Ausfachungsstäbe. Dies wird im allgemeinen bis auf die Endfelder immer zutreffen. Unter dieser Voraussetzung haben die Ausfachungsstäbe an der Verdrehung der Knoten nur sehr geringen Anteil und es können die Knoten-

---

[1]) Professor Dr. Friedrich Hartmann, Über die Erhöhung der zulässigen Materialinanspruchnahme eiserner Brücken. Urban & Schwarzenberg. Wien 1919.

drehwinkel φ den Mittelwerten der Stabdrehwinkel der beiderseitigen Gurtstäbe gleichgesetzt, letztere aber aus der Biegelinie der Gurte abgeleitet werden. Für Parallelträger der ersten Gruppe wird die Biegelinie im ganzen oder wenigstens im größeren mittleren Teile nur positiv (nach unten) gekrümmt sein und es kann für Vollbelastung dafür eine Sinuslinie gesetzt werden, deren schärfste Krümmung im Scheitel bei der Einsenkung δ in der Trägermitte und bei der Spannweite L den Krümmungshalbmesser $\frac{L^2}{\pi^2 \delta}$, sonach ein Biegungsmoment $M = \frac{10\, E J \delta}{L^2}$ ergibt.

Ist der Gurt wie gewöhnlich unsymmetrisch nach Abb. 407, so ist für den Untergurt (Zuggurt) die Biegungszugspannung am untern Rande, für den Obergurt (Druckgurt) die Biegungsdruckspannung am obern Rande maßgebend; sie rechnet sich mit


Abb. 407.

$$\sigma_{max} = \frac{10\, E \delta e}{L^2} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 108)$$

Man erkennt, daß die unsymmetrische ⊥-Gurtform bei positiven Gurtkrümmungen sehr günstig ist; symmetrische, etwa gleich hohe H-Gurte geben infolge des größeren e höhere Nebenspannungen. Allerdings können in den Endfeldern bei stärkeren Endständern oder Endstreben in den Gurtungen Gegenkrümmungen auftreten, für welche dann wieder die ⊥-Form der Gurte im Nachteil ist. Es wird sich daher zur Verminderung der Nebenspannungen in den Endstäben der Gurtung empfehlen, Endständer und Endstreben nach Richtung der Tragwandebene nicht allzu steif sondern möglichst schlank auszubilden. Im allgemeinen wird aber für Parallelträger die Nebenspannung in den mittleren Gurtstäben maßgebend bleiben, da die Endstäbe in der Regel für die Grundspannungen überdimensioniert sind.

Für Träger mit gegen die Enden abnehmender Höhe gibt die Formel 108) nicht mehr zutreffende Werte, da die Biegelinie bei diesen Trägern gegen die Trägerauflager eine stärkere Krümmung erhält und daher die Nebenspannungen daselbst größer werden. Demgemäß treten beim Parabelträger die größten Nebenspannungen im Zusammenschlusse der Gurtungen auf und erreichen hier einen höheren Prozentsatz der Grundspannungen als beim Parallelträger.

Im allgemeinen bleiben aber bei allen rationell ausgebildeten Trägern der ersten Gruppe die Nebenspannungen in mäßigen

Grenzen; sie werden in den voll beanspruchten Gurtstäben selten mehr als 10 bis 15% der Grundspannungen betragen.

Ungünstiger verhalten sich hinsichtlich der Nebenspannungen die Träger der zweiten Gruppe, bei denen Zwischenknoten mittels Hilfsvertikalen angeschlossen sind. Eine näherungsweise Betrachtung führt hier zu folgenden Ergebnissen.

Wir nehmen wieder an, daß die Steifigkeit der Wandstäbe nur von geringem Einfluß auf die Biegungslinie der Gurte ist. Die Hauptknoten eines solchen Trägers erfahren die gleichen Senkungen wie bei fehlenden Hilfsvertikalen und liegen für den Parallelträger mit Vollbelastung annähernd auf einer Sinuslinie. In den Zwischenknoten tritt aber durch die Längenänderung der Hilfsvertikalen, die von der Knotenlast die Spannung s_v erhalten, eine weitere Senkung um $\delta' = \frac{s_v}{E} H$ hinzu, was zur Folge hat, daß der Lastgurt eine wellenförmige Biegung annimmt. (Abb. 408.) Zu der Gurtbiegungsspannung, die sich in der Trägermitte für die beiden Gurtränder nach Gleichung 108 mit $\sigma_u' = \frac{10\,E\,\delta\,e}{L^2}$ und $\sigma_o' = -\frac{10\,E\,\delta\,e'}{L^2}$ bestimmt, tritt demnach die Biegungsspannung der Wellenkrümmung. Aus der Beziehung $\delta' = \frac{s_v}{E} H = \frac{1}{6}\frac{M}{E\,J} a^2$, worin a die Knotenweite, folgen das Moment M in den Knotenpunkten und aus diesem die Gurtrandspannungen

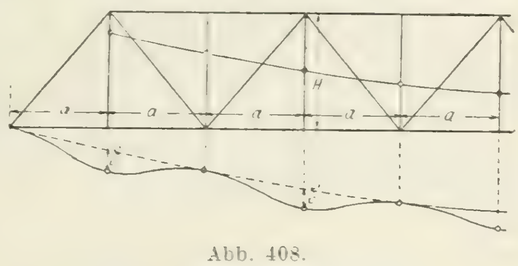


Abb. 408.

$$\sigma_u'' = \mp \frac{M}{J} e = \pm 6 \frac{H\,e}{a^2} s_v \text{ und } \sigma_o'' = \mp \frac{M}{J} e' = \mp 6 \frac{H\,e'}{a^2} s_v,$$

so daß die gesamte Nebenspannung sich ergibt

$$\left.\begin{array}{ll} \text{in den Zwischenknoten} & \sigma = 6\,\frac{H\,e}{a^2} s_v - \frac{10\,E\,\delta\,e}{L^2} \\ \text{in den Hauptknoten} & \sigma = 6\,\frac{H\,e'}{a^2} s_v - \frac{10\,E\,\delta\,e'}{L^2} \end{array}\right\} \quad \ldots\ldots \quad 109)$$

Unsymmetrische Gurte mit $e \gtrless e'$ sind hienach für Träger mit Hilfsvertikalen nicht günstig; sie ergeben größere Nebenspannungen als symmetrische Gurte. Hoch beanspruchte und

lange Hilfsvertikalen liefern hohe Nebenspannungen; man führe daher diese Stäbe nicht zu schwach aus. Es können aber bei diesen Trägern die Nebenspannungen in den Gurten leicht 30% der Grundspannungen und darüber erreichen.

Noch viel ungünstiger verhalten sich die Träger der dritten Gruppe, das sind die mehrteiligen Fachwerke. Es wurde bereits darauf hingewiesen, daß die Teilsysteme in der Hauptsache nur von jenen Lasten beansprucht sind, die in ihren Knotenpunkten wirken. Eine über den Träger bewegte Last erzeugt eine abwechselnde Be- und Entlastung der Wandstäbe. Durch deren Vernietung in den Kreuzungspunkten, besonders im Mittelknoten, wird zwar ein gewisser Ausgleich, allerdings unter Hervorrufung von Biegungsspannungen in den Wandstäben, erzielt, immerhin werden sich aber die belasteten Knoten erheblich stärker senken als die unbelasteten, und wenn man eine Belastung als möglich annimmt, bei der in der Hauptsache nur die Knoten eines Systems belastet sind, so werden für beide Gurtungen wellenförmige Biegelinien mit großer Wellentiefe auftreten. Die Folge sind hohe Nebenspannungen und besonders ungünstig ist der starke Wechsel, der in diesen Spannungen bei über den Träger rollenden Lasten auftritt.

§ 31. Die Dimensionierung und die Querschnittsausbildung der Stäbe.

Die Bemessung der Stabquerschnitte erfolgt auf Grund der durch die statische Berechnung ermittelten Größtspannungen S_{max} und S_{min}, welche durch Eigengewicht und Verkehrsbelastung hervorgerufen werden. Sind diese beiden Grenzspannungen von gleichem Vorzeichen, so braucht nach dem zumeist in Anwendung stehenden Dimensionierungsverfahren (s. § 7) nur die größere Spannung berücksichtigt zu werden. Es müssen aber ferner auch noch die Stabkräfte S_w und S_b bestimmt werden, die infolge der wagrechten Kräfte (Winddruck und Seitendrücke der Fahrzeuge) und infolge der Bremskraft auftreten können. Es rechnet sich dann

a) für einen Zugstab der nutzbare Querschnitt

$$F_n = \frac{S_{max}}{s}$$

außerdem muß
$$\frac{S_{max} \pm S_w \pm S_b}{F_n} \leq s' \text{ sein.}$$

s und s' sind die zulässigen Inanspruchnahmen, die nach den betreffenden amtlichen Vorschriften (s. § 7) einzuhalten sind.

Die nutzbare Querschnittsfläche eines Zugstabes bestimmt sich aus dem vollen Querschnitt mit Abzug der Nietschwächung (s. § 10, S. 91). Bei Stäben, die aus mehreren Walzeisen durch Nietung zusammengesetzt sind, ist die größte Schwächung jedes Teiles zu berücksichtigen. Demnach ist beispielsweise für einen Stab nach Abb. 409 der Nietlochabzug mit $2\,d\,\delta + 2\,d\,\delta_1$ anzunehmen. Besteht der Zugstab aus Profileisen (Winkel- oder ⊏-Eisen), die nur mit einem Flansch angeschlossen sind, so ist der abstehende Flansch nicht voll, sondern nur zur Hälfte in den nutzbaren Querschnitt einzurechnen. Für Zugstäbe, deren untere Grenzspannung S_{min} Druck ist, setze man die Inanspruchnahme herab, etwa nach $(s) = s\left(1 - \frac{1}{2}\frac{S_{min}}{S_{max}}\right)$

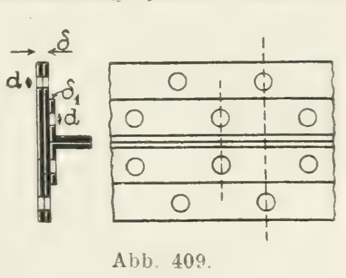


Abb. 409.

b) Druckstäbe sind auf Knickung nach dem im § 9 gegebenen Regeln zu berechnen. Diese ergeben allerdings keine direkte Querschnittsermittlung, da die zulässige Knickbeanspruchung $s_k = \varkappa\, s$ vom Trägheitshalbmesser des Querschnittes abhängig ist. Man wähle gespreizte Querschnitte, die einen entsprechend großen Trägheitshalbmesser haben und gehe bei der Annahme versuchsweise vor, so daß

$$\frac{S_{max}}{F} = s_l$$

wird. Bei Berechnung der Fläche und des Trägheitsmomentes braucht der Nietlochabzug nicht berücksichtigt zu werden (österreichische Vorschriften); es dürfte sich aber doch empfehlen, von der Querschnittsfläche F die Nietschwächung wenigstens zur Hälfte in Abzug zu bringen.

Die für die Größe des Abminderungskoeffizienten $\varkappa$ maßgebende freie Knicklänge l hängt von dem Einspannungszustande der Stabenden und der allfälligen Festhaltung einzelner Punkte der Stabachse ab. Man ist aber bei der Annahme von l mehr oder weniger auf eine Schätzung angewiesen, da eine exakte Behandlung des Problems, welche die elastischen Linien der festverbundenen Stäbe feststellen müßte, äußerst schwierige und umständliche Berechnungen erfordern würde. Wir geben nachstehend die Annahmen, welche in den Vorschriften der österr. Staatsbahnen über die Berechnung der Druckglieder der genieteten Fachwerksbrücken enthalten sind.

1. Wandstäbe. Bezeichnet l_0 die Stablänge gemessen von Mitte zu Mitte der freien Gurtstegbleche, beziehungsweise der Knotenbleche, so ist, wenn keine Stabkreuzungen vorkommen, sonach bei einfachen Systemen

für das Ausknicken senkrecht zur Trägerebene $l = l_0$

" " " in der Trägerebene $l = 0{\cdot}8\, l_0$

Bei den Vertikalstäben, an welche Querträger angeschlossen sind, kann für die Knickung senkrecht zur Trägerwand als Stablänge l_0 der Abstand von Mitte des freien Gurtstegbleches bis zur ersten Anschlußniete des Querträgers gesetzt werden.

Bei Streben, die von anderen Stäben gekreuzt werden und an den Kreuzungspunkten festgehalten sind, d. i. bei mehrteiligen Ausfachungssystemen, ist zu setzen:

für die Knickung senkrecht zur Trägerebene

bei der Teilungszahl	$n = 2$	4	6
" Kreuzung mit steifen Stäben	$l = 0{\cdot}625$	0·438	$0{\cdot}300\, l_0$
" " " schlaffen "	$l = 0{\cdot}750$	0·562	$0{\cdot}400\, l$

für die Knickung in der Tragwandebene in allen Fällen

$$l = 0{\cdot}8\,\frac{l_0}{n}.$$

2. Druckgurte. Es bezeichnet l_0 die Gurtstablänge zwischen zwei Knotenpunkten.

Für das Ausknicken senkrecht zur Tragwandebene ist anzunehmen:

wenn die Gurtungen der Tragwände in den Anschlußpunkten des Gitterwerks gegeneinander direkt und vollständig durch Querträger, Querriegel oder Windstreben abgesteift sind . . $l = 0{\cdot}8\, l_0$

wenn dagegen die Druckgurten gegeneinander nicht direkt abgesteift sind (offene Brücken, Abb. 410), so treten folgende Fälle ein[1]):

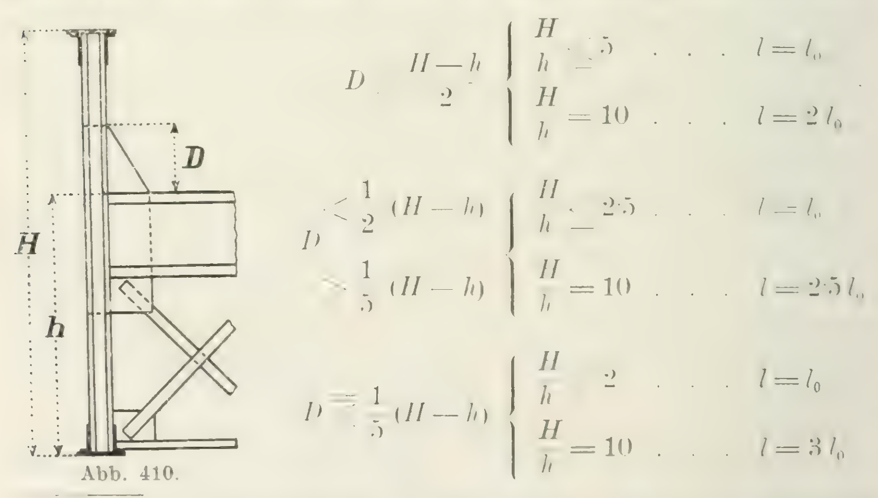


Abb. 410.

$D \geqq \frac{H-h}{2}$ $\quad \begin{cases} \frac{H}{h} \leqq 5 \; . \; . \; . \; l = l_0 \\ \frac{H}{h} = 10 \; . \; . \; . \; l = 2\, l_0 \end{cases}$

$D \begin{matrix} \leqq \frac{1}{2}(H-h) \\ \geqq \frac{1}{5}(H-h) \end{matrix}$ $\quad \begin{cases} \frac{H}{h} \leqq 2{\cdot}5 \; . \; . \; . \; l = l_0 \\ \frac{H}{h} = 10 \; . \; . \; . \; l = 2{\cdot}5\, l_0 \end{cases}$

$D \leqq \frac{1}{5}(H-h)$ $\quad \begin{cases} \frac{H}{h} \leqq 2 \; . \; . \; . \; l = l_0 \\ \frac{H}{h} = 10 \; . \; . \; . \; l = 3\, l_0 \end{cases}$

[1]) Diese ziemlich willkürlich angesetzten Regeln sollen es aber nicht überflüssig erscheinen lassen, die Tragwände offener Brücken auf ihre Seitensteifigkeit nach den später (Bd. III, 2) dafür gegebenen Entwicklungen zu prüfen.

Für Zwischenwerte von $\frac{H}{h}$ ist geradlinig zu interpolieren.

Für das Ausknicken in der Ebene der Tragwand ist $l = 0{\cdot}8\, l_0$. Sind Zwischenvertikale vorhanden, so kann als freie Länge für das Ausknicken in der Tragwandebene der größere Abschnitt des durch die Zwischenvertikale unterstützten Gurtstabes angenommen werden.

Bezüglich der Berechnung der gegliederten oder Rahmenstäbe wird auf das in § 9 Gesagte verwiesen.

Im allgemeinen sei an dieser Stelle noch besonders hervorgehoben, daß der Knicksicherheit der Druckglieder die größte Bedeutung für die Sicherheit der ganzen Konstruktion zukommt und daß ihr daher die vollste Aufmerksamkeit gewidmet werden muß.

Die auf die Dimensionierung der Stäbe Bezug nehmenden Größen sind für jeden Stab in einer Tabelle ersichtlich zusammenzustellen.

Bei der Querschnittsausbildung der Stäbe eines Fachwerkträgers kommt in erster Linie in Betracht, ob sie nur Zug- oder auch Druckkräfte aufzunehmen haben. Im ersteren Falle können sie „flach", d. i. aus Flacheisen oder Blechen hergestellt werden, in letzterem Falle muß der Stab „steif" mit genügender Knicksicherheit ausgebildet werden. Die ausschließliche Anwendung flacher Zugstäbe ist aber heute auf die amerikanische Konstruktionsweise der Bolzengelenk-Fachwerke beschränkt, während wir für unsere genieteten Tragwerke auch die reinen Zugstäbe jetzt nicht mehr bloß aus Flacheisen herstellen, sondern dafür einen steifen Querschnitt vorziehen. Dies gilt schon lange bezüglich der Zuggurte, d. i. der Untergurte der einfachen Balkenträger, die man nur bei älteren Brücken

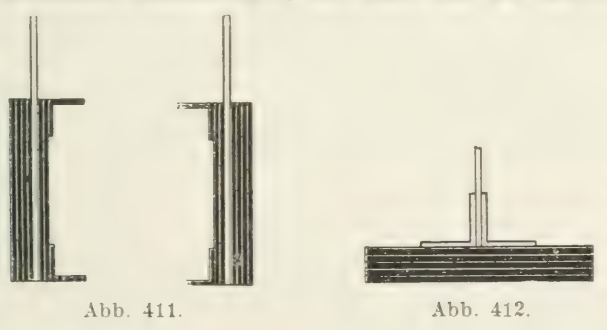


Abb. 411. Abb. 412.

aus Flacheisen ohne wirksame Aussteifung als Streifengurt (Abb. 411) oder wie bei den Paulischen Trägern, als Bandgurt (Abb. 412) ausgeführt hat. Durch letztere Ausführungsform wird allerdings die Herstellung eckiger Gurte erleichtert und es werden auch die Nebenspannungen, die infolge der starren Knotenpunkte entstehen,

vermindert; sie ist aber für die Stabanschlüsse wenig günstig und gegen die flachen, nicht steifen Gurte spricht überhaupt der Umstand, daß sie keine größeren Druckspannungen aufnehmen können, wie solche durch Längskräfte besonders bei am Gurt liegender Fahrbahn durch die bewegten Fahrzeuge (Bremskräfte) hervorgerufen werden. Wir finden daher jetzt auch bei den amerikanischen Fachwerksträgern den aus Augenstäben gebildeten Kettengurt (Abb. 444) wenigstens im Endfache durch einen steifen Gurtstab ersetzt.

Als allgemeine Regeln für die Bildung der aus Flacheisen, Blechen, Winkeleisen, [- oder I-Eisen zusammengesetzten Stabquerschnitte sind zu beachten:

1. Man beschränke sich auf die Verwendung der in den Kaliberheften der inländischen Walzwerke geführten oder im Handel leicht erhältlichen Profile.

2. Es ist empfehlenswert, den Stab aus möglichst wenig Teilen zusammenzusetzen, da hiedurch die Werkstattarbeit vereinfacht und die Zahl der Fugen vermindert wird. Für [- und I-Querschnitte sind daher Walzprofile, wenn solche passend vorhanden sind, den genieteten Profilen vorzuziehen. Anderseits wird man, um gegen Materialfehler gesichert zu sein, die Stärken der Walzstücke nicht abnorm groß, bei Blechen und Universaleisen in der Regel nicht über 20—25 *mm* annehmen.

3. Man vermeide es, Profile von sehr verschiedener Stärke zu verbinden, oder unvermittelte Übergänge von schmalen zu sehr breiten Profilen auszuführen.

4. Die Querschnitte sollen besonders für die Druckstäbe möglichst geschlossen und so angeordnet sein, daß durch gleichmäßige Gruppierung des Materials um die Stabschwerachse eine möglichst gleichmäßige Spannungsverteilung erzielt wird.

5. Schmale Zwischenräume (von 10 bis 20 *mm*) zwischen den Stabteilen, in denen sich der Anstrich schwer erneuern läßt, sollen tunlichst vermieden werden. Es gilt dies besonders bei breiteren Flacheisen, wogegen man bei Winkeleisen mit geringer Schenkelbreite diese Zwischenräume wohl zulassen kann, wenn ihre Ausfütterung mit Blechen eine erhebliche Überdimensionierung des Stabes zur Folge hätte. Die Ausfüllung solcher Zwischenräume mit Asphalt wäre ganz angezeigt, dürfte aber nicht billig kommen.

6. Man verwende keine Querschnittsformen, durch welche Rinnen oder Wassersäcke gebildet werden, aus denen das Wasser nicht ablaufen und in denen sich Schnee und Schmutz ansammeln kann.

7. Zur Vermeidung allzu großer Nebenspannungen infolge der starren Knoten soll die Breite der Stäbe in der Ebene der Träger-

wand im Verhältnis zur Stablänge nicht zu groß gemacht werden.

8. Die Stäbe sollen einen einfachen und eine richtige Kraftübertragung sichernden Anschluß in den Knotenpunkten gestatten.

9. Alle Stabteile, desgleichen auch die Knotenpunkte, sollen für die Nietung und für den Anstrich gut zugänglich sein.

Für die Gurtstäbe kommt noch weiter in Betracht:

10. Die Gurtquerschnitte müssen eine Veränderung der Nutz-Querschnittsfläche gestatten, die sich den Gurtkräften anpaßt, wobei die Schwerachsen der aufeinanderfolgenden Gurtstäbe eine möglichst geringe Verschiebung erfahren sollen.

11. Die Teile des Gurtquerschnittes, an die die Ausfachungsstäbe angeschlossen werden, sind so kräftig zu halten, daß sie die Wandstabkräfte ohne Überanstrengung aufnehmen und an den Gesamtquerschnitt abgeben.

Gurtungen. Die heute gebräuchlichen Gurtquerschnitte werden mit einem oder mit zwei (ausnahmsweise bei sehr großen Brücken auch noch mit mehr) senkrechten Stegen ausgebildet, die den Anschluß der Ausfachungsstäbe entweder unmittelbar oder mittels Knotenblechen ermöglichen.

Einstegige Gurtungen erhalten T, ┼ oder ╤-Form. Sie werden gewöhnlich nur bis zu etwa 300 *cm*² Nutzquerschnitt verwendet, doch lassen sich auch noch Querschnitte bis zu 600 *cm*² einstegig ausbilden. Gegenüber den doppelstegigen Gurten haben sie den Vorteil, daß die einseitige Belastung durch den seitlichen Querträgeranschluß besser vermieden ist und daß die geschlossene Form die Erhaltung begünstigt. Dagegen ist durch die doppelstegigen breiteren Gurte eine größere Steifigkeit in wagrechter Richtung zu erreichen und es lassen sich starke Wandstäbe besser an sie anschließen. Man beschränkt daher die Anwendung einstegiger Gurte in der Regel auf Stützweiten unter 40 bis 50 *m*, führt aber offene Brücken auch schon unter dieser Stützweite zur Erzielung größerer Wandsteifigkeit mit doppelstegigen Gurten aus.

Der T-Gurt (Abb. 413) besteht aus Stegblech, Winkeleisen und Horizontalblechen oder Gurtlamellen. Stegblechstärke nicht unter 12 *mm*, wenn stärkere Wandstäbe anzuschließen sind, nicht unter 15 *mm*. Im Druckgurt soll, um eine volle Beanspruchung des Stegbleches annehmen zu können, dessen freie, über die Winkeleisen vorstehende Breite nicht mehr als die 15fache Dicke betragen. Stegbleche von mehr als 20 *mm* Stärke setzt man gewöhnlich aus doppelten

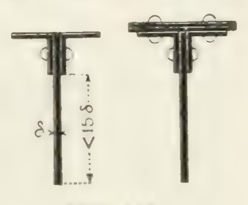


Abb. 413.

Blechen zusammen, doch nimmt man jetzt auch kein Bedenken, einfache Platten von größerer Stärke zu verwenden (Dirschauerbrücke 26 *mm*). Stegbleche, deren freie Breite mehr als die 15fache Dicke betragen würde, sollen im Druckgurt Randwinkel erhalten (Abb. 414), die nach Möglichkeit in den tragenden Querschnitt mit einzubeziehen sind. Das Stegblech erhält in der Regel in der ganzen Trägerlänge die gleiche Höhe, doch können auch Abstufungen gemacht und kann die Stegblechhöhe gegen die Trägerenden hin verringert werden (Abb. 422), was neben der dadurch erreichbaren besseren Anschmiegung des Querschnittes an die notwendige Nutzfläche auch den Vorteil bietet, daß die Verschiebung der Schwerachsen der Gurtstäbe gegen die Winkeleisenkante, die infolge der abgesetzten Gurtplatten entstehen würde, vermindert wird.

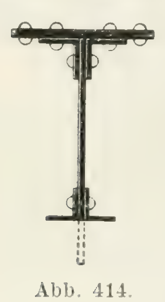


Abb. 414.

Die Gurtwinkel wähle man entsprechend der Größe der Gesamtquerschnittsfläche. Es ist dabei der stärkste und der schwächste Gurtstab zu berücksichtigen, doch muß letzterer oft überdimensioniert werden, da schwächere Winkel als solche mit 70 *mm* Schenkelbreite auch bei kleinen Trägern nicht zu verwenden sind. Man wähle die Winkelschenkelbreite etwa nach $b_{cm} = 5 \quad 0{\cdot}1\, l$ (wenn l die Stützweite in Metern). Um die Stoßdeckungen zu vereinfachen, führt man in der Regel die Winkel in der ganzen Trägerlänge mit dem gleichen Kaliber durch.

Die erforderliche Verstärkung des Querschnittes wird vornehmlich durch Zugabe von Gurtplatten und auf den Steg genietete Bleche allenfalls auch durch Randwinkel erzielt. Stärke der Platten entweder gleich oder nach außen abnehmend. Bezüglich der Breite der Platten gilt das bei den Blechträgern (S. 109) Gesagte.

Der +-förmige Querschnitt wird aus vier Winkeleisen und einem zwischen sie eingefügten lotrechten Flacheisen gebildet (Abb. 415). Die wagrechten Schenkel der Winkel liegen entweder unmittelbar aufeinander oder sind ebenfalls durch ein Flacheisen getrennt. In den Knotenpunkten wird das vertikale Flacheisen durch ein Knotenblech ersetzt. Das Offenlassen der Zwischenräume und die Vernietung der Winkel unter Anwendung von Futterringen oder Futterstücken ist wegen des dadurch entstehenden engen Spaltes nicht zu empfehlen. Eine geringe Querschnittsverstärkung ist durch Aufnieten schmaler Flacheisen auf den wagrechten Winkelschenkeln erreichbar. Schwache Stäbe können auch bloß aus zwei über Eck gestellten Winkeln gebildet werden, die durch horizontale und verti-

kale Flacheisenstücke zu verbinden sind (Abb. 416). Den Abstand dieser durch mindestens je zwei Nieten anzuschließenden Verbindungsbleche mache man (nach v. Tetmayers Versuchen) $c \leqq 50\,i$, wenn i der kleinste Trägheitshalbmesser eines Winkels. Der kreuzförmige Querschnitt wurde früher häufig, besonders von Gerber bei den

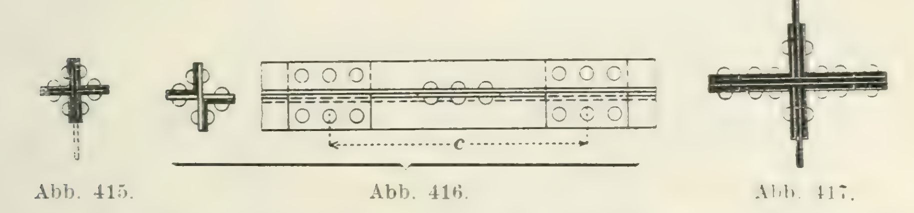


Abb. 415. Abb. 416. Abb. 417.

von ihm in Süddeutschland gebauten Brücken auch für größere Stützweiten angewendet (Abb. 417). Die geringe Höhe der Gurte vermindert in ihnen die Nebenspannungen.

Der I-förmige Querschnitt kann aus zwei]-Eisen und einem dazwischen liegenden Bleche (Abb. 418) oder aus Winkeleisen und Blechen zusammengesetzt werden. In dieser Ausbildung ist er für kleinere Träger mit wenig veränderlicher Gurtfläche nicht ungeeignet, doch ist seine Anwendung eine beschränkte. Früher wurde diese Gurtform insbesondere von Schwedler verwendet, und zwar bloß aus Winkeleisen gebildet mit dazwischen liegendem Gitterwerk. (Abb. 419). Diese Schwedlerschen Gurte erfordern viel Nietarbeit und die engen, nur durch Flacheisengitterwerk ausgefüllten Zwischenräume erwiesen sich für die Erhaltung sehr ungünstig.

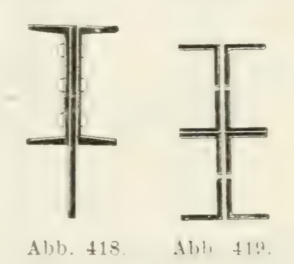


Abb. 418. Abb. 419.

Von den doppelstegigen Gurten ist der durch Verdopplung des einfachen T-Gurtes entstehende Doppel-T-Gurt jetzt am gebräuchlichsten. Er besteht aus zwei Stegblechen, an welche die wagrechten Gurtbleche entweder bloß mittels zweier außen liegenden oder auch mittels zweier inneren Winkel angeschlossen sind (Abb. 420). Sehr

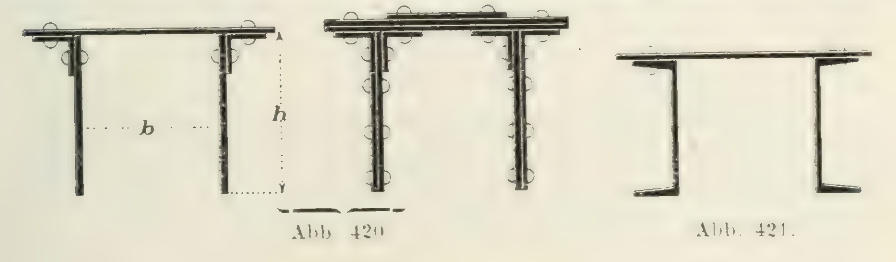


Abb. 420. Abb. 421.

empfehlenswert ist für kleinere solche Gurte die Verwendung zweier]-Eisen an Stelle der Stegbleche (Abb. 421). Bezüglich der Stärke und Breite der Stegbleche und der Kaliber der Winkel gilt das bei den einfachen **T**-Gurten Gesagte. Ist die freie Breite

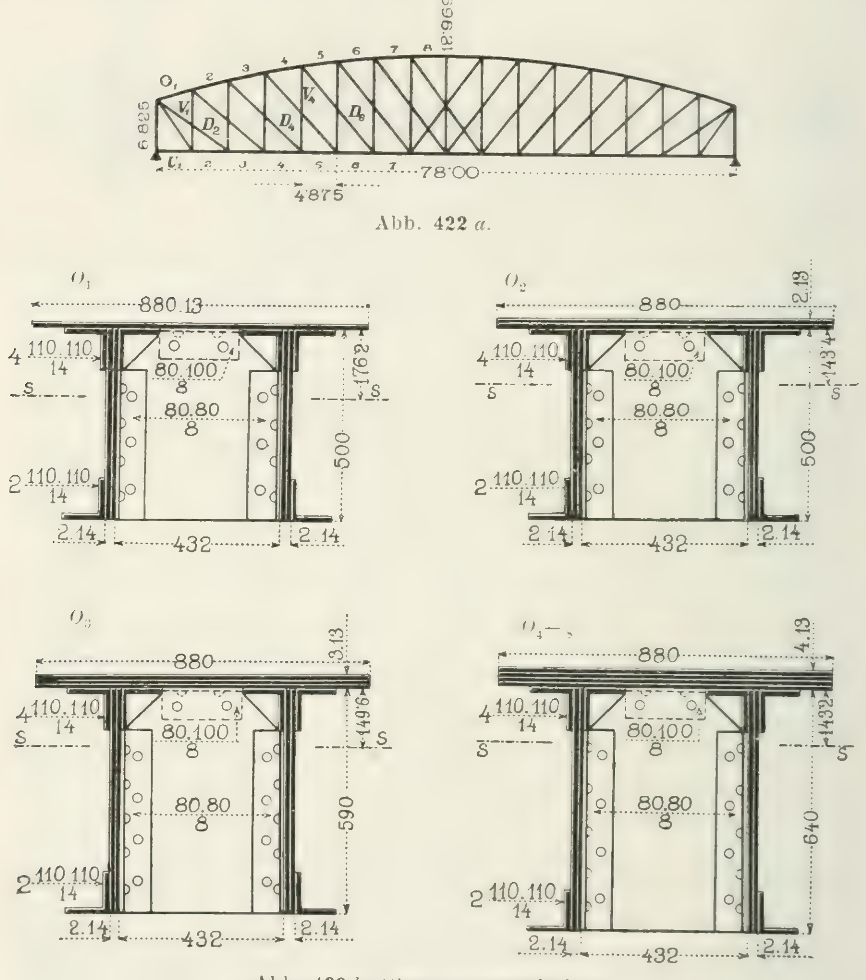


Abb. 422 *a*.

Abb. 422 *b*. Obergurtquerschnitte.

Abb. 422 *a*—*e*. Straßenbrücke über den Nusler Bahnhof in Prag.
(Gebr. Prasil & Co.)

des Stegbleches größer als seine 15fache Dicke, so sind dem Druckgurt äußere Randwinkel zu geben. Der schwächste Querschnitt enthält nebst den Stegblechen bloß die äußeren Gurtwinkel und eine Gurtplatte. Die Weglassung der Gurtplatte und deren Ersatz durch Vergitterung ist nicht zu empfehlen. Die Verstärkung des Quer-

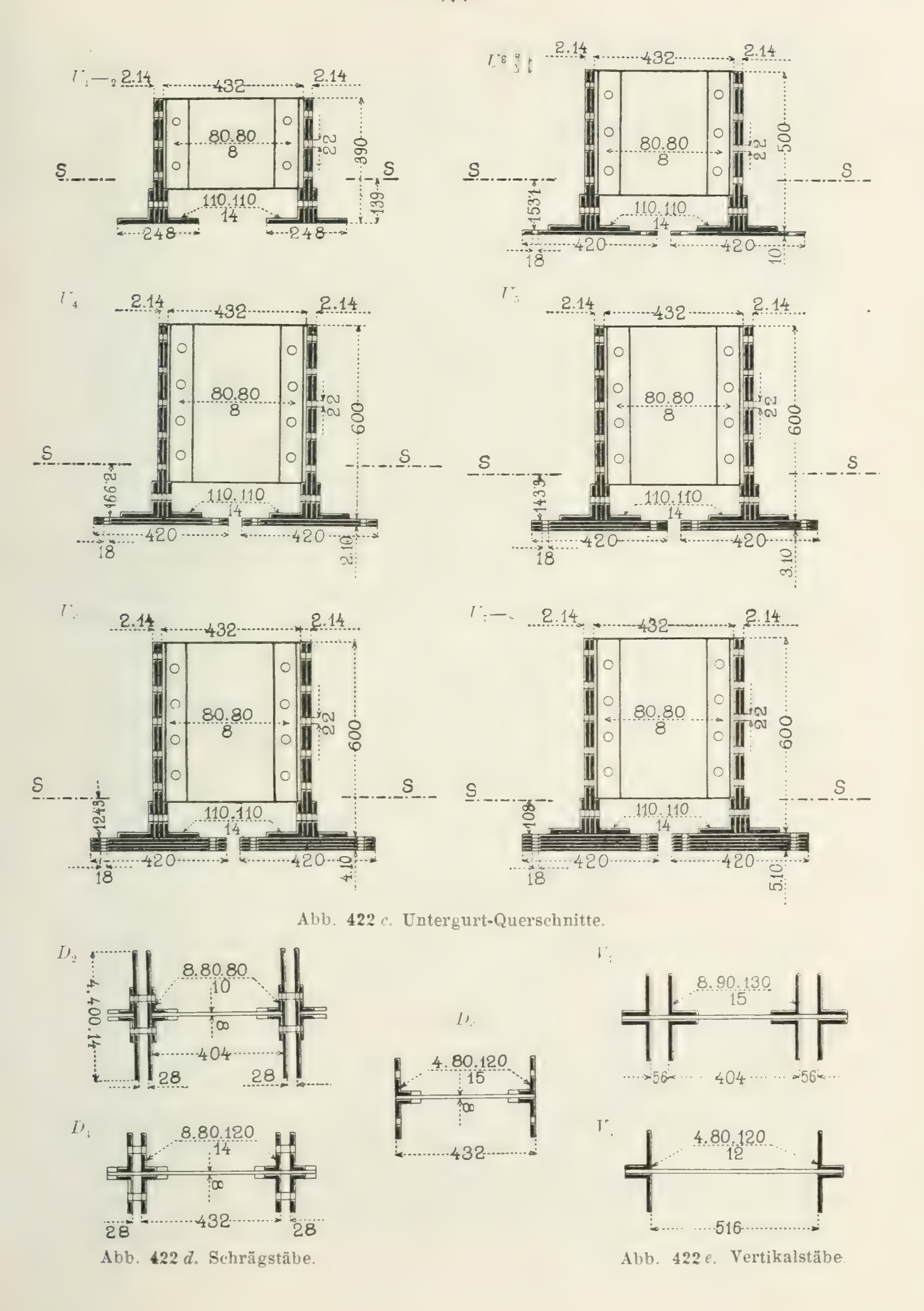


Abb. **422** *c.* Untergurt-Querschnitte.

Abb. **422** *d.* Schrägstäbe.

Abb. **422** *e.* Vertikalstäbe.

schnittes erfolgt durch Zugabe von Gurtplatten, womöglich aber gleichzeitig auch durch Beibleche, das sind vertikale an die Stegbleche angelegte Platten oder durch Verbreiterung des Stegbleches. Es ist nicht zweckmäßig, den Querschnitt nur durch wagrechte Gurtplatten zu verstärken, da hiedurch die Schwerpunktslage stark verschoben wird. Abb. 422 zeigt die Gurtprofile einer Straßenbrücke von 78 *m* Stützweite und 13 *m* Breite (9 *m* Fahrbahn + 2 × 2 *m* Fußwege), bei denen es durch entsprechende Verbreiterung der Stegbleche erzielt wurde, daß die Schwerachsen nahezu unveränderten Abstand von den Gurtwinkelkanten behielten.

Die inneren Gurtwinkel werden bei kleineren Profilen gerne weggelassen, weil dadurch die Ausführung vereinfacht wird; bei breiten Gurten und starken Gurtplatten wird sich aber diese Weglassung nicht empfehlen.

Die Stegbleche sind durch Querstege abzusteifen, die im Druckgurt in Abständen von höchstens 1·5 *m* anzuordnen sind und aus einem durch einfache Winkel an die Stegbleche angeschlossenen Querbleche bestehen. Hiezu können bei Vorhandensein von Randwinkeln noch an der Unterseite genietete Flacheisenstege treten oder bei großer Höhe der Gurtungen eine Vergitterung mit Flacheisenstäben oder schwachen Winkeln. Eine gute Querabsteifung der Stegbleche ist notwendig, wenn der Gurtstab für die Knickung als Vollstab gerechnet werden soll.

Der Abstand der Stegbleche bestimmt die Breite der Wandstäbe, wie auch die Breitenausdehnung der Gurte und deren Trägheitsmoment senkrecht zur Trägerebene und dadurch die Quersteifigkeit der ganzen Trägerwand. Man wähle den lichten Abstand der Stegbleche, bei der Stützweite l in Metern, etwa mit

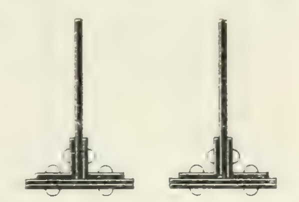
$$b\,cm = 12 + 0{\cdot}5\,l \qquad \text{für } l < 65\,m$$

$$b\,cm = 25 + 0{\cdot}3\,l \qquad \text{„ } l > 65\,m$$

Die mittlere Höhe der Gurtstegbleche kann ungefähr mit $h = b + 0{\cdot}1\,l$ (worin l in Metern) angenommen werden. Im Verhältnis zur Knotenweite allzu hohe Gurte sind mit Rücksicht auf die Nebenspannungen nicht zweckmäßig.

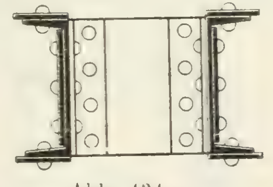
Für den Untergurt würde die Umkehrung dieser Gurtform einen oben offenen Kasten ergeben, der wegen der Ansammlung von Wasser, Schmutz etc. und wegen der damit verbundenen Rostgefahr sehr unvorteilhaft wäre. Da auch vornehmlich nur eine Zugbeanspruchung und keine Knickung in Frage kommt, so führt man den Untergurt aus zwei vollkommen getrennten Hälften in Form zweier einfacher ⊥-Gurte aus, wobei natürlich der Abstand der Stegbleche mit jenem

des Obergurtes übereinstimmen muß (Abb. 423). Zwischen den Gurthälften ist ein mehrere Zentimeter breiter Spalt zu lassen. Die Anordnung von Randwinkeln ist hier nicht geboten, wenn sie nicht als Querschnittsverstärkung aus dem Grunde gegeben werden, um die Schwerachse in ihrer Lage zu erhalten. Man kann letzteres aber auch wieder durch Verbreiterung der Stegbleche (Abb. 422 *c*) oder durch deren Verstärkung mittels außen aufgelegter Bleche erzielen.

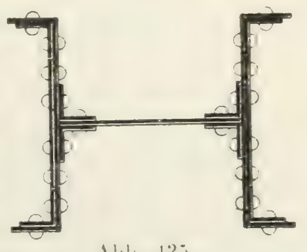

Abb. 423.

Die beiden Gurthälften werden so wie im Obergurt durch eingenietete Querstege verbunden; für den Zuggurt genügen ein bis zwei Querstege in jeder Knotenweite. Erfährt der Untergurt aber Druck, infolge der Wind- und Bremskräfte oder bei kontinuierlichen und Gerberträgern auch infolge der Belastung, so sind derartige geteilte Gurte als Rahmenstäbe zu behandeln und ist ihnen eine entsprechend kräftige obere und untere Vergitterung zu geben.

Anstatt des doppelten ⊥-Querschnittes kann für den Zuggurt zweckmäßig auch die ⊐⊏-Form gewählt werden, und zwar für kleinere Querschnitte unter Verwendung von ⊐-Eisen mit Verstärkung durch Flacheisen auf den wagrechten Flanschen und an der Außenseite des Steges (Abb. 424), für größere Querschnitte aus Winkeleisen und Blechen genietet. Die symmetrische Form dieses Querschnittes bietet den Vorteil, daß die Schwerpunktslage erhalten bleibt, sie ist wegen der Verminderung der Nebenspannungen auch besonders für die Systeme mit Hilfsvertikalen günstig (§ 30); die wagrechten oberen Flanschen sind allerdings den Queranschlüssen etwas im Wege und erfordern ein entsprechendes Schlitzen der Anschlußbleche.


Abb. 424.

Um diese Form knicksteif zu machen und für Druckgurte zu verwenden, hat man die beiden Gurthälften durch einen Mittelsteg verbunden und so die H-Form ausgebildet (Abb. 425). Bei Anordnung eines vollen Blechsteges entsteht aber wieder ein offener Kasten, der diese Gurtform wenigstens für g e r a d e Gurte nicht sehr geeignet erscheinen läßt, anderseits wird bei größerer Gurthöhe ohne Randverbindung der beiden Gurthälften die Knicksicherheit nicht ausreichend gewährleistet, noch weniger dann, wenn der Mittelsteg durch


Abb. 425.

eine Vergitterung ersetzt wird. Für schräg laufende Gurtungen (Obergurte krummgurtiger Träger, Bogenträger) kann aber diese Gurtform wegen der günstigen Gruppierung des Materials um die Schwerachse Vorteile bieten. Um die Wandstäbe außen anschließen zu können oder sie über Gurtung hinwegzuführen (Bogenträger), legt man auch die Randwinkel nach innen (Abb. 426).

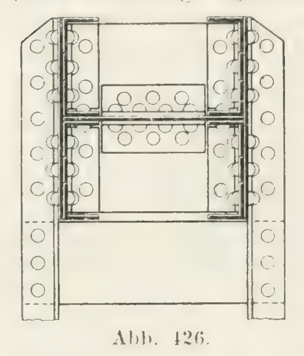


Abb. 426.

Man hat den zweistegigen Querschnitt im Untergurt zuweilen auch nach Abb. 427 als sogenannte Hutform ausgebildet. Diese ist für die Erhaltung wohl recht günstig, erfordert aber, wenn man große Knotenbleche vermeiden will, daß die Wandstäbe außenseitig angeschlossen werden.

Auch die anderen Gurtformen, + und I-Gurt, können durch Verdopplung zweistegig ausgebildet werden (Abb. 428). Es entstehen dadurch Formen, die dem H-Gurt verwandt sind und für die auch die gleichen Bemerkungen gelten. Im Zuggurt kann der verbindende Mittelsteg durch Vergitterung ersetzt werden. Sonst ist für gerade Gurte diese Querschnittsform wegen der Trogbildung nicht günstig.

Abb. 427.

Abb. 428. Weichselbrücke bei Dirschau.

Zu den ungewöhnlichen und jetzt nicht mehr gebräuchlichen Gurtbildungen gehören jene mit Verwendung von Quadrant- oder Sextanteisen. Eine Zeitlang (um 1870) waren aber solche röhrenförmig zusammengesetzte Gurte eine typische Bauform amerikanischer Brücken (Konstruktionen der Phoenixville und der Keystone-Br.-Co.) und auch bei uns sind vereinzelt Quadranteisen zur Bildung kreuzförmiger Gurtquerschnitte verwendet worden (1867, Brücke der österreichisch-ungarischen Staatseisenbahngesellschaft über den Donaukanal bei Wien).

Aus Blechplatten hergestellte röhrenförmige Gurte sind nur bei einigen großen englischen Brücken, und zwar erstmalig bei den von Brunel (1850 bis 1860) erbauten Brücken über den Wye bei Chepstow und über den Tamar bei Saltash zur Anwendung gekommen; bei beiden Brücken in der Art, daß die zwei Tragwände der Brücke einen gemeinsamen, sie vereinigenden Druckgurt in Form einer großen Röhre erhielten. Bei der Wye-Brücke (91·4 *m* Spannweite hat die Röhre Kreisform mit 2·74 *m* Durchmesser, bei der Saltash-Brücke (138·7 *m* Spannweite) ist sie elliptisch mit einem wagrechten Durchmesser von 5·18 *m*. Diese Röhrenform ist dann wieder bei der großen Firth-of-Forth-Brücke (521 *m* Spannweite) für die Untergurte der Kragträger und auch für die Druckstreben der Ausfachung angewendet worden. Die kreisrunden Rohre der Untergurte haben am Auflager der Kragträger 3·66 *m* Durchmesser und sind im Umfange aus 10 Platten von 28 *mm* Stärke mit Überlappung hergestellt. An den Überlappungsstellen liegen I-förmige Längsrippen, die an jedem Längsstoß der Platten durch einen inneren Winkeleisenring verbunden sind. Die Längsstöße sind um die halbe Plattenlänge (4·88 *m*) versetzt und durch beiderseitige Blechlaschen gedeckt. Auf die Innenlasche ist ein Winkel genietet, der mit dem gerade gegenübersitzenden Versteifungsringe durch eingelegte Bleche zu einem Ringträger verbunden ist (Abb. 429). Die Querschnittsfläche an der stärksten Stelle ist 5548 cm^2. Der Gurt ist von Knoten zu Knoten gerade, er erfährt an jedem Knotenpunkt einen Knick und zugleich eine Verschwächung, so daß das Rohr am Ende des Kragarmes nur noch 1·52 *m* Durchmesser und bei 13 *mm* Plattenstärke 774 cm^2 Querschnittsfläche hat.

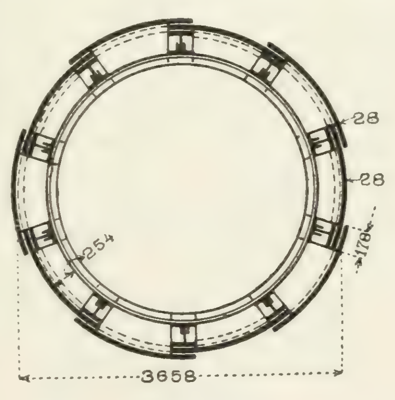


Abb. 429.
Gurtquerschnitt der Forth-Brücke.
1 : 86

Für große und stark beanspruchte Druckglieder ist die Röhrenform in Hinblick auf die Knicksicherheit unstreitig die günstigste. Es erfordert aber ihre Herstellung besondere kostspielige Einrichtungen in der Werkstätte und am Bauplatze, und die Knotenpunktsverbindungen werden viel komplizierter und schwieriger als bei geradflächigen Gliedern. Man hat daher bei den großen amerikanischen Brücken der Neuzeit die rechteckige Kastenform gewählt, aber mit drei- und vierwandiger Ausbildung. Allerdings ist dabei der Knick-

sicherheit, wie der Mißerfolg der Quebec-Brücke[1]) lehrte, nicht immer in ausreichendem Maße Rechnung getragen worden. Abb. 430 zeigt den Querschnitt des ausgeknickten Gurtstabes der Quebec-Brücke. Diese Brücke hat die gleichen riesenhaften Abmessungen wie die Firth-of-Forth-Brücke, sie überspannt mittels Auslegerträger eine Mittelöffnung von 548 m Weite. Ein Vergleich der Gurtquerschnitte beider Brücken, die zwar annähernd die gleiche Fläche besitzen

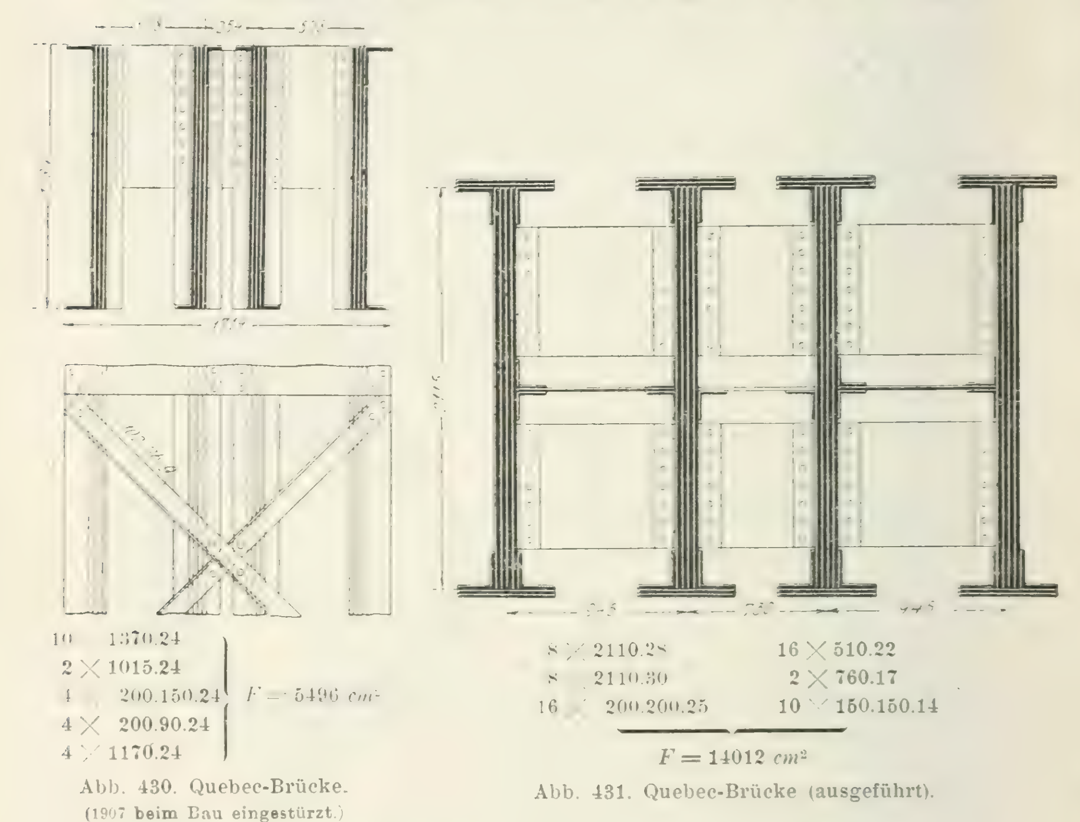


Abb. 430. Quebec-Brücke.
(1907 beim Bau eingestürzt.)

Abb. 431. Quebec-Brücke (ausgeführt).

(Quebec-Brücke 5496 cm^2) läßt jedoch die bedeutende Minderwertigkeit des für die erste Ausführung der Quebec-Brücke gewählten viersteglgen Kastengurtes erkennen. Seine Schwäche lag vor allem in der unzureichenden Verbindung des vierteiligen Stabes durch eine obere und untere ziemlich weitmaschige Vergitterung aus Winkeleisen, die nur durch je zwei Nieten an die Randwinkel angeschlossen und überdies an der Kreuzungsstelle überschnitten waren. Bei der zweiten

[1]) Diese Brücke ist bei der ersten Ausführung 1907 während des Baues eingestürzt. Der Einsturz erfolgte infolge Ausknickens des Untergurtes des in freiem Ausbau aufgestellten Kragträgers.

Ausführung der nunmehr fertiggestellten Quebec-Brücke wurde der Gurtquerschnitt ganz erheblich stärker gehalten und in der Fläche auf mehr als das Doppelte (14011 cm^2), im Trägheitsmoment auf das

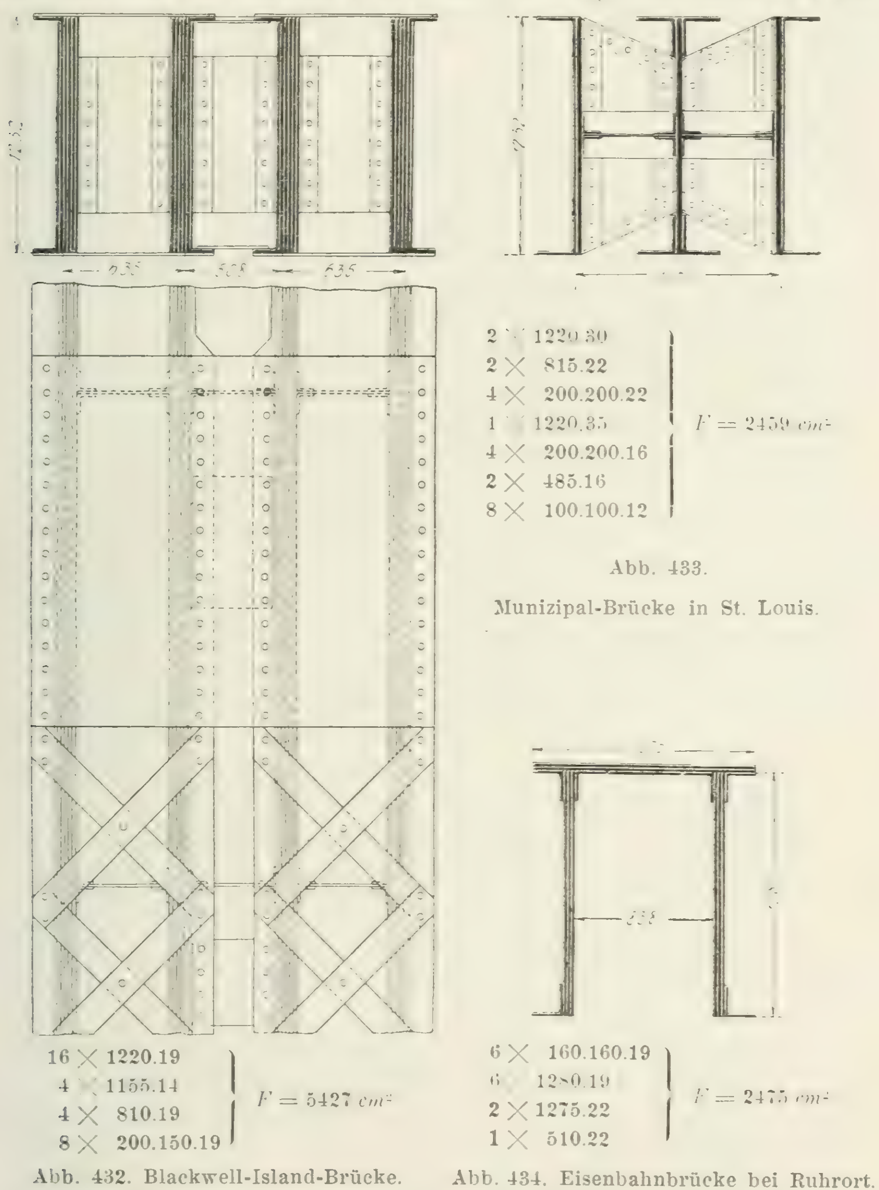


Abb. 433. Munizipal-Brücke in St. Louis.

Abb. 432. Blackwell-Island-Brücke.

Abb. 434. Eisenbahnbrücke bei Ruhrort.

Neunfache vergrößert (Abb. 431). Es ist dies der größte, in eisernen Brücken bisher zur Ausführung gebrachte Stabquerschnitt, dem nur der doppelwandige, kastenförmige Bogengurt der Hellgate-Brücke mit 8935 cm^2 nahekommt.

Einen sehr großen Druckgurtquerschnitt (7224 cm^2) erhielt auch die 1908 vollendete Blackwell-Island- oder Queensborough-Brücke (Abb. 432), eine Auslegerbrücke von 360 *m* Hauptspannweite. Die Verbindung der vier Stege des Kastengurtes ist hier in kräftiger Weise durch breite Bindebleche neben jedem Knotenpunkt, durch Querstege und durch doppeltes Flacheisengitterwerk bewerkstelligt. Abb. 433 zeigt weiters den dreistegigen Gurtquerschnitt der Munizipal-Brücke in St. Louis (204 *m* Sp.); Abb. 434 den Gurtquerschnitt einer der weitestgespannten, deutschen Balkenfachwerksbrücken, der Eisenbahnbrücke bei Ruhrort (186 *m* Sp.).

Ausfachungsstäbe. Zugstäbe können aus Flach- oder Breiteisen gebildet werden, was auch früher allgemein üblich war; jetzt zieht man, wie schon oben bemerkt wurde, ihre steife Ausbildung vor, doch wird für starke Zugstäbe der Querschnitt hauptsächlich aus Flacheisen bestehen, die durch aufgenietete Winkel ausgesteift werden. Wegen der Nebenspannungen infolge der starren Knoten empfiehlt es sich, die Breite der Stäbe womöglich nicht größer als mit etwa $^1/_{20}$ ihrer Länge anzunehmen. Die Flacheisen liegen entweder bündig mit dem Stegblech oder Knotenblech der Gurtung, an das sie dann mit beiderseitigen Laschen angeschlossen werden, oder sie sind doppelt und liegen beiderseits des Stegbleches, wobei aber der Zwischenraum zwischen ihnen nicht zu eng (größer als 20 *mm*) sein soll. Die außen angelegten Winkeleisen sind mit Futterringen oder Blecheinlagen zu nieten (Abb. 435). Schwächere Stäbe bildet man bloß aus vier oder zwei kreuzförmig gestellten Winkeln. Für die Bemessung des Nutzquerschnittes gilt das oben (S. 369) Gesagte.

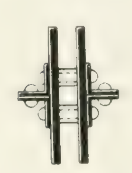


Abb. 435.

Bei doppelstegigen Gurten ergibt sich eine Verdopplung dieses Stabquerschnittes; es können dabei je nach der Stärke des Stabes die in den Abb. 422 *d* dargestellten Zugstabquerschnitte zur Anwendung kommen. (Es beziehen sich diese Querschnitte auf eine Straßenbrücke mit Halbparabelträgern und zweiteiligem Ständerfachwerk von 78 *m* Stützweite bei 9 *m* Fahrbahnbreite und beiderseitigen, je 2 *m* breiten Fußwegen.) Die beiden Stabhälften werden in Abständen durch Bindebleche oder durch leichtes Flacheisengitterwerk (Abb. 436) verbunden.

Für die Druckstäbe wählt man einen aus Winkel, [oder I-Eisen und allenfalls auch Flacheisen oder Blechen zusammengesetzten +, I- oder □-förmigen, knickfesten Querschnitt.

Bezüglich der Bildung kreuzförmiger Stäbe aus vier oder zwei über Eck gestellten Winkeln, welche Stabform bei einstegigen Gurten

die Regel bildet (Abb. 117, 142), ist auf das oben hinsichtlich der Gurte Gesagte zu verweisen. Für offene Brücken geben solche Druckstäbe allerdings nur eine geringe seitliche Wandsteifigkeit, was für deren Standsicherheit gefährlich werden kann. Man wird daher bei solchen Brücken die Seitensteifigkeit der lotrechten Wandstäbe durch zwischen die Winkel eingeschobene Querbleche vergrößern, die eine nach unten zunehmende Breite erhalten und gleichzeitig zum Anschluß der Querträger dienen (Abb. 437), oder man spreizt die Winkel nach unten zu auseinander und verbindet sie durch Gitterwerk oder durch ein Querblech, wenn man es nicht vorzieht, anstatt des Kreuzquerschnittes in der ganzen Höhe des Stabes einen H-Querschnitt zur Anwendung zu bringen, wobei allerdings der Anschluß an die Gurtung nur im Steg mittels Hilfswinkel erfolgen kann (Abbild. 147 *a*, 251). Für starke Streben, Endständer, hat man den +-Querschnitt in der aus Abb. 438 ersichtlichen Weise verstärkt.

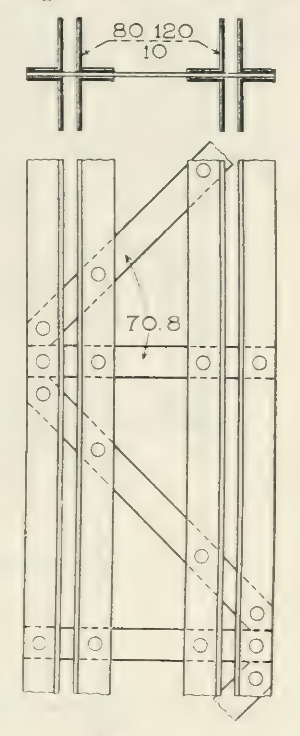


Abb. 436.

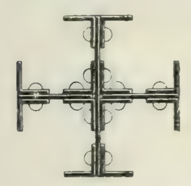
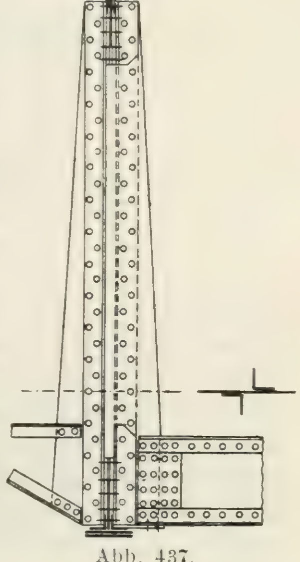


Abb. 438.

Der H-Querschnitt bildet die Grundform für die Druckstäbe bei doppelstegigen Gurtungen. Man setzt sie aus zwei Winkeleisenpaaren zusammen, die durch einen vollen Blechsteg oder durch Gitterwerk verbunden werden (Abb. 114, 119, 146, 158, 172, 439 *a*). Die Breite des Stabes quer zur Wand entspricht dem Abstande der Gurtbleche. Durch Verwendung ungleichschenkliger Winkel erhöht man die Steifigkeit des Stabes gegen ein Ausknicken in der Trägerebene. Man legt die Winkel gewöhnlich nach innen gewendet, so daß der Stab zwischen die Gurtbleche eingeführt werden kann (Abb. 119, 158, 172); die Außenlage der Winkel (Abb. 146, 422 *e*), welche mehr Material für die Verbindung im Stege erfordert, läßt dagegen Überschnei-


Abb. 437.

dungen bei Stabkreuzungen vermeiden und wird daher bei mehrteiligen Ausfachungssystemen gerne angewendet. Stärkere Stäbe erhalten auf die Winkel Flacheisen genietet oder sie werden aus acht Winkel zusammengesetzt (Abb. 422 *e*). Empfehlenswert ist die Verwendung von gewalzten I-Profilen, besonders der breitflanschigen Greyträger, da hiedurch an Werkstattarbeit erspart wird und kräftige Vollstäbe erhalten werden.

Stäbe, deren Knicksteifigkeit in der Ebene der Tragwand ein

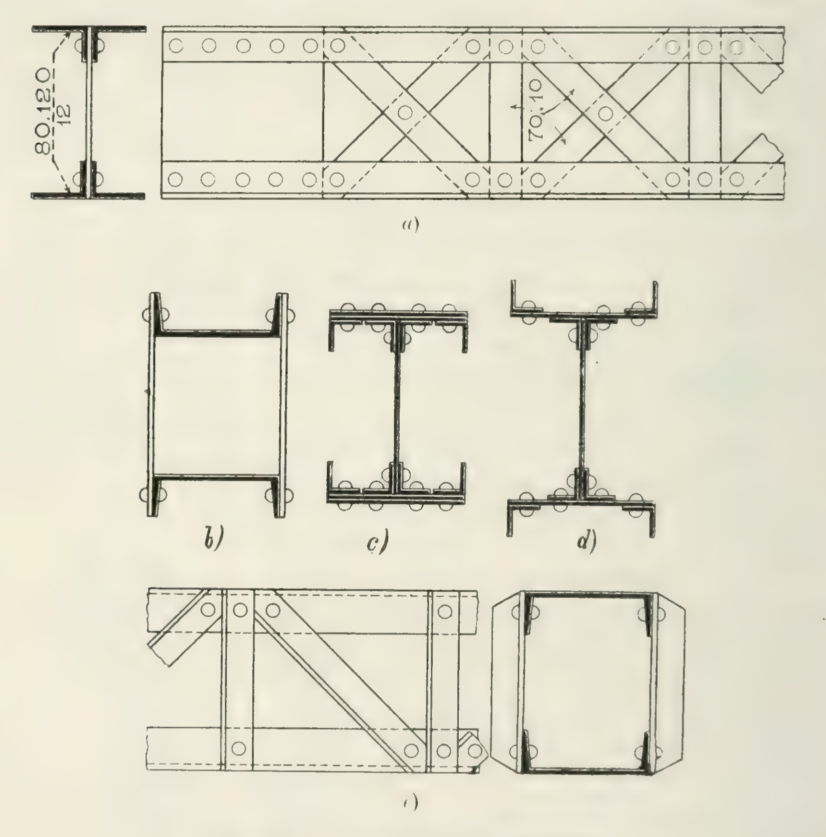


Abb. 439 *a* – *e*. Druckstab-Querschnitte.

großes, durch das I-Profil nicht gut erzielbares Trägheitsmoment verlangt, setzt man aus Blechen, Winkel oder]-Eisen mit kastenförmigen Querschnitt zusammen (Abb. 439 *b* bis *e*). Die Anordnung eines verbindenden Mittelsteges ist im allgemeinen einer bloßen Vergitterung der Seitenwände vorzuziehen. Ähnliche Querschnitte, nach Erfordernis unter Zugabe weiterer Bleche und Winkeleisen finden auch für die Endpfosten der Träger Anwendung. Man

sehe dabei auf Zugänglichkeit der Teile für Vernietung und Anstrich.

Hinsichtlich der Knicksicherheit geteilter Stäbe vergleiche man § 9, S. 75 bis 80. Nach dem dort Gesagten ist bei dem H-Querschnitt ein voller Mittelsteg für die Steifigkeit des Stabes immer vorteilhafter als eine Vergitterung. Besonders an den Stabenden empfiehlt es sich, die beiden Hälften des Stabes auf genügende Länge, mindestens Gurthöhe, durch ein volles Blech zu verbinden, um eine bessere Einspannungswirkung zu sichern. Durch Anordnung eines durchgehenden Blechsteges wird der Stab allerdings meist überdimensioniert. Läßt man denselben aber weg, so ordne man lieber eine entsprechende Vergitterung anstatt bloßer Bindebleche (Querbleche) an. Die Vergitterung ist für Druckstäbe kräftiger zu halten als für Zugstäbe. Gewöhnlich gibt man ein doppeltes Gitterwerk aus Flachstäben (Abb. 439 *a*), die mindestens je durch einen, nicht gemeinsamen Niet anzuschließen sind und an der Kreuzung übereinander gebogen werden. Man kann für die Dimensionierung dieses Gitterwerks die amerikanischen Regeln gelten lassen, welche lauten:

> Geringste Stärke der Flacheisenstäbe bei einfachem Gitterwerk $= \frac{1}{40}$, bei doppeltem Gitterwerk $= \frac{1}{60}$ der Entfernung der Anschlußnieten, jedoch nicht kleiner als 12 *mm*.
>
> Geringste Breite der Stäbe mindestens gleich dem dreifachen Nietdurchmesser.
>
> Neigung der Gitterstäbe gegen die Längsachse nicht über 45°.
>
> An den Enden der Druckglieder sind die Gitterstäbe durch volle Bleche zu ersetzen, deren Länge nicht kürzer sein soll als der Abstand der äußersten Nietreihen, welche den Anschluß des Stabes vermitteln, und deren Dicke nicht kleiner als $^1/_{50}$ dieser Entfernung.
>
> Die Nieten zur Verbindung von Blechen und Winkeleisen sollen in zusammengesetzten Druckgliedern nicht über sieben Nietdurchmesser abstehen; an den Enden der Stäbe soll aber dieser Abstand, und zwar in einer Länge gleich der $1\,^1/_2$fachen größten Breite des Stabes auf höchstens den vierfachen Nietdurchmesser herabgesetzt werden.

Es empfiehlt sich außer den Flacheisenkreuzen auch noch Querstäbe zu geben (Abb. 439 *a*) wenigstens an jedem zweiten oder dritten Knotenpunkt entweder ebenfalls aus Flacheisen oder bei breiteren Stäben aus Winkeleisen. Ein einfaches Gitter (Abb. 439 *e*) ist durchwegs aus steifen Stäben (schwachem Winkeleisen) zu bilden.

§ 32. Die Verbindungen in den Knotenpunkten.

Als wichtigste Regeln haben dabei zu gelten:

1. Sämtliche Stabschwerachsen sollen in einer Ebene liegen. Einseitige exzentrische Anschlüsse der Wandstäbe an die Gurtungen sind demnach zu vermeiden, da sie namentlich für Druckstäbe ungünstige Biegungsbeanspruchungen zur Folge hätten. Zweiteilige, an doppelwandige Gurte angeschlossene Stäbe sollen deshalb eine noch über den Anschluß hinausreichende volle Stegverbindung erhalten (Abb. 440).

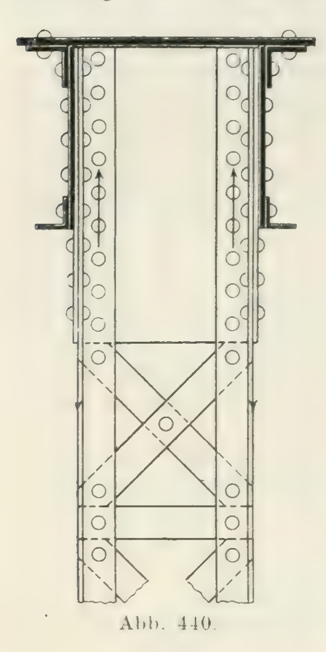


Abb. 440.

2. Die Stabschwerachsen sollen sich, wenn möglich, in einem Punkte treffen. Diese Bedingung ist aber vollkommen nur bei Wahl solcher Gurtprofile zu erreichen, bei denen durch die Querschnittsverstärkung keine Verschiebung der Schwerachse eintritt. Bei allen unsymmetrischen Profilen, **T**- und **TT**-Gurten, finden solche Verschiebungen statt und es kann das geometrische Netz des Trägers mit den Stabschwerachsen nicht genau zur Deckung gebracht werden. Man verfährt hier allgemein so, daß man die Abstände d_1 d_2 ... der Schwerachsen der einzelnen Gurtstäbe von der äußeren Winkelkante (Unterkante der Kopfplatten) bestimmt und die Netzachse der Gurtung

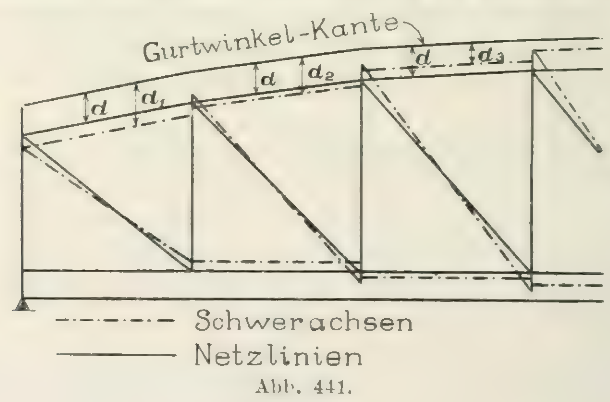


Abb. 441.

in das arithmetische Mittel $d = \frac{d_1 + d_2 + \dots d_n}{n}$ dieser Abstände verlegt (Abb. 441). Als Schwerachsen der Ausfachungsstäbe behält man

meist die Netzlinien bei; es ergibt sich aber bei größerer Verschiedenheit in der Lage der Gurtschwerachsen, die sich allerdings durch richtige Anordnung der Gurtverstärkung vermeiden läßt, dann kein richtiger Kräfteausgleich. Um diesen günstiger zu erhalten, empfiehlt es sich, die Achsen der Ausfachungsstäbe etwas zu verschwenken und ihren Schnittpunkt so zu legen, daß bei einer Belastung, die den größten Unterschied der Gurtstabkräfte hervorruft, die am Knoten angreifenden Kräfte im Gleichgewichte sind.

Für den Knotenpunkt K (Abb. 442) rechnen sich die wagrechten Gurtkräfte aus $\frac{M_m}{h_m}$ und $\frac{M_{m+1}}{h_{m+1}}$, die Summe der wagrechten Kräfte der Ausfachungsstäbe aus $\left(\frac{M_{m+1}}{h_{m+1}} - \frac{M_m}{h_m}\right)$. Bezeichnet e die Verschiebung der Gurtschwerachsen, v den Abstand des Stabschnittpunktes von der Achse des rechtsseitigen Gurtstabes, so erfordert das Kräftegleichgewicht

$$\frac{M_m}{h_m} e = \left(\frac{M_{m+1}}{h_{m+1}} - \frac{M_m}{h_m}\right) v.$$

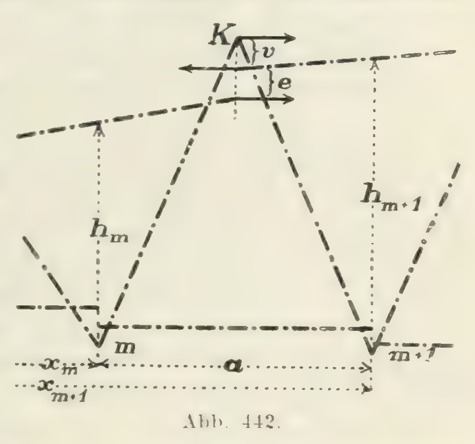


Abb. 442.

Die größten Unterschiede in den Gurtkräften oder die größten Spannungen in den Ausfachungsstäben entstehen bei einseitiger, den Knotenpunkt $m+1$ nicht wesentlich überschreitenden Belastung. Man kann hiefür die Momente proportional den Abszissen der Knotenpunkte annehmen und erhält sonach

$$\left(\frac{x_{m+1}}{h_{m+1}} - \frac{x_m}{h_m}\right) v = \frac{x_m}{h_m} e \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; 110)$$

Im allgemeinen begeht man keinen großen Fehler, wenn man h konstant setzt und sonach v bei der Knotenweite a aus der Beziehung rechnet:

$$v = \frac{x_m}{a} e \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; 111)$$

Die Achsenverschiebungen e wird man aber immer möglichst gering zu halten suchen, was, wie schon oben bemerkt wurde, dadurch zu erreichen ist, daß die Querschnittsverstärkung nicht bloß in die Kopfbleche, sondern gleichzeitig auch in den Steg verlegt wird.

Die Verbindung der Stäbe in den Knotenpunkten erfolgt entweder durch Vernietung oder mittels Gelenkbolzen. Die

europäische Bauweise verwendet ausschließlich Nietverbindung, wogegen für die amerikanische Bauweise der größeren Fachwerksträger die Anwendung von Bolzenknoten bezeichnend ist. Für beide Bauweisen lassen sich Vorteile und Nachteile geltend machen.

1. Bei den genieteten Knoten sind die Formänderungen des Fachwerkes mit Biegungen der Stäbe verbunden, wodurch in ihnen Nebenspannungen entstehen, die zu den primären oder Grundspannungen hinzutreten. Diese Nebenspannungen, ihre Abhängigkeit von der Systemanordnung und von der Querschnittsausbildung der Stäbe wurden im § 30 behandelt.

Man darf jedoch nicht glauben, daß nur die genieteten Fachwerke mit Nebenspannungen behaftet und daß die Bolzenfachwerke davon ganz frei sind. Letzteres wäre nur bei reibungslosen Gelenken der Fall. In Wirklichkeit treten auch bei Bolzenverbindungen Biegungsspannungen in den Stäben auf, deren Größe allerdings durch das Reibungsmoment begrenzt ist. Diese Grenze wächst aber mit dem Verhältnis von Bolzendurchmesser zur Stabbreite und kann leicht auch 30% der Grundspannung erreichen.

2. Die Bolzenverbindungen vereinfachen und erleichtern den Zusammenbau einer Fachwerkskonstruktion und es sind Bolzenbrücken demgemäß viel rascher und auch mit weniger geschulten Arbeitskräften aufzustellen als Brücken mit Nietverbindung. Es ist dies wohl der wichtigste Vorteil, der zugunsten der Gelenkknoten spricht und der auch dazu veranlaßt hat, daß diese Bauweise eine Zeitlang bei den von europäischen Werkstätten für den überseeischen Export gelieferten Brücken zur Anwendung gelangte. Jetzt ziehen es die deutschen Werke vor, auch für den Export genietete Konstruktionen zu liefern und zu deren Aufstellung geschulte Vorarbeiter mitzusenden.

3. Bei den nach amerikanischer Bauart erbauten Brücken entfällt für die als Augenstäbe ausgeführten Zugglieder jede Nietschwächung. Die dadurch erzielte Gewichtsersparnis wird aber zum großen Teil durch die Materialzugabe in den Augen und durch die Arbeitsmehrkosten für die Herstellung der Augenstäbe und Bolzen wieder aufgewogen.

4. Gegen die Gefahr eines Brückeneinsturzes bei Zugsentgleisungen oder anderweitiger Beschädigung des Tragwerks bietet das Fachwerk mit durchgehenden Gurten und genieteten Knoten erfahrungsgemäß eine höhere Sicherheit als das Bolzenfachwerk. Letzteres wird beim Bruche eines Stabes unfehlbar einstürzen, wogegen die genietete Brücke in einem solchen Falle infolge der Knotensteifigkeit auch noch in stark deformiertem Zustande stehen bleiben kann.

5. Die Bolzenverbindung verlangt eine äußerst sorgfältige Werkstattarbeit. Abweichungen in der Länge der in einem Stabe vereinigten Glieder, Unterschiede im Lochdurchmesser, verursachen eine ganz ungleichmäßige Spannungsverteilung; einzelne Glieder können überanstrengt, andere von der Spannungsaufnahme ganz ausgeschaltet sein. Allerdings muß hiezu bemerkt werden, daß der amerikanische

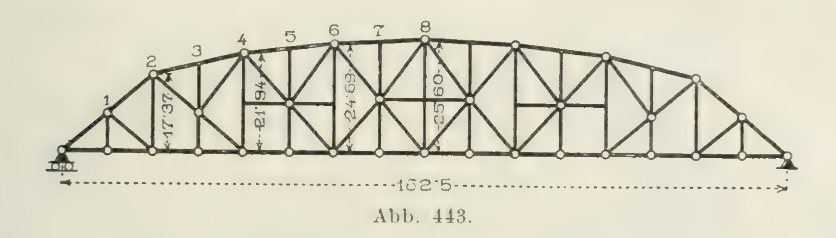


Abb. 443.

Brückenbau mit seinen vollkommenen Werkstatteinrichtungen in dieser Hinsicht allen Anforderungen Rechnung trägt.

Nach dem Gesagten erscheint es begründet, daß wir den genieteten Fachwerken den Vorzug geben. Für Brücken von kleinerer und mittlerer Spannweite, ferner für Bogenträger haben sie jetzt auch in Amerika Eingang gefunden; für die großen Brücken wird dort aber mit einigen neueren Ausnahmen (Sciotoville-Brücke) zumeist an der Bolzengelenkbauweise festgehalten.

A. Bolzengelenkknoten.

Die Abb. 444 und 445 geben einen Untergurt- und Obergurtknoten einer amerikanischen Fachwerksbrücke[1]) von 162·5 *m* Stützweite, deren Trägernetz Abb. 443 veranschaulicht. Der Untergurt, desgleichen die Zugstreben, bestehen aus Augenstäben, von denen die schwersten bei 305 × 64 *mm* Querschnitt und über 17 *m* Länge ein Gewicht von 2005 *kg* haben. Sie wurden aus Blöcken von 30 × 30 *cm* und 3 bis 4 *m* Länge ausgewalzt, die Augenenden in der üblichen Weise durch Anstauchen gebildet. In einem Gurtstabe liegen 8 bis 10 Augenstäbe; die Gelenkbolzen haben im Untergurt durchwegs 222 *mm*, die Augenköpfe 648 *mm* Durchmesser. Die lotrechten Pfosten bestehen aus zwei Stegblechen und vier Winkeleisen mit nach innen gekehrten Flanschen; die Seitenflächen haben Flacheisenvergitterung, an den Stabenden und in Stabmitte breite Bindebleche. Im Gelenk sind die Stege durch aufgenietete Bleche verstärkt. Die 1600 *mm* hohen Blech-

[1]) Brücke der Pennsylvaniaeisenbahn über den Delaware bei Philadelphia. Mitgeteilt von F. C. Kunz, Allgem. Bauztg. 1901.

querträger sind an die in der Höhe des Anschlusses durch einen inneren Mittelsteg abgesteiften Pfosten seitlich angenietet. Der untere Windverband schließt an Knotenbleche an, die an das untere Ende

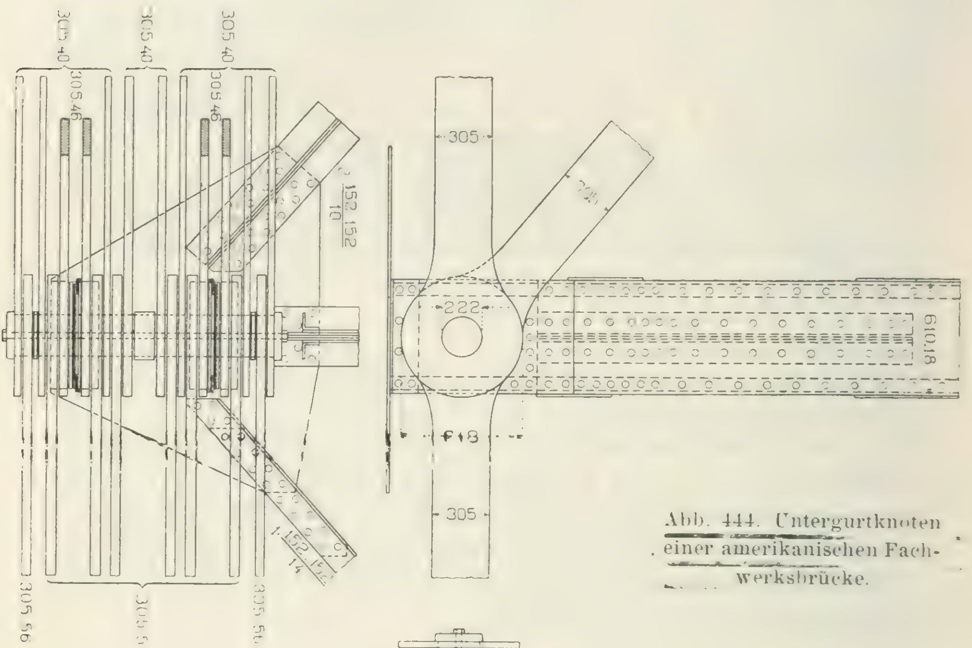
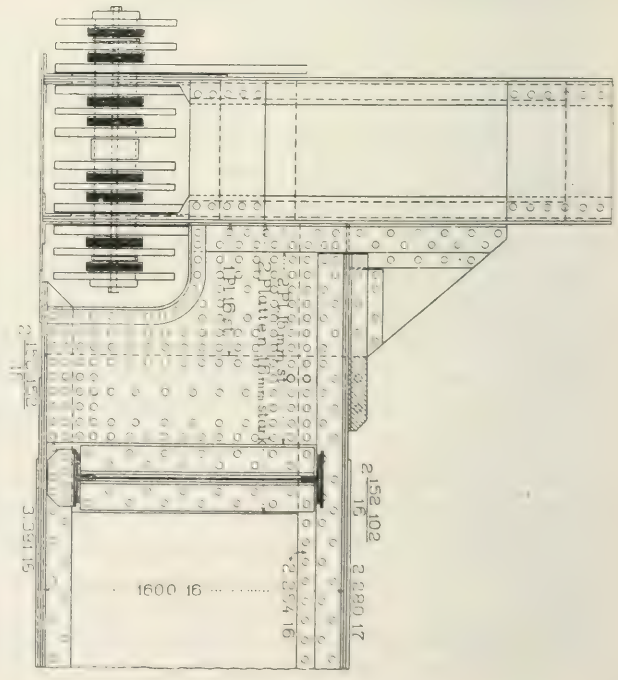


Abb. 444. Untergurtknoten einer amerikanischen Fachwerksbrücke.



der Pfosten und an den Untergurt der Querträger genietet sind.

Der Obergurt enthält vier Stege, acht Winkel, eine obere Deckplatte und an die unteren Winkel genietete Flacheisen, so daß der Schwerpunkt in der Mitte des Querschnitts zu liegen kommt. Die an den Knotenpunkten im ganzen Querschnitt geteilten Obergurtstäbe, desgleichen auch die in gleicher Weise gestalteten schrägen Endpfosten

wurden in ihrer ganzen Länge (bis zu 27 *m* mit einem Gewicht bis zu 44 *t*) in der Werkstätte fertig genietet. Sie legen sich, ohne sich gegenseitig zu berühren, mit den durch aufgenietete Bleche verstärkten Stegen gegen die Gelenkbolzen, so daß durch diese die ganze Gurtkraft hindurchgeht. Nur die äußeren Verstärkungsbleche der äußeren Stege des linken Stabes und der inneren Stege des rechten Stabes umgreifen den Bolzen. Diaphragmen (Querstege) neben den Knotenpunkten verhindern ein etwaiges Verschieben der Stegbleche der Gurte vor dem Eintreiben der Gelenkbolzen. Zwischen den Hauptknotenpunkten schließt noch je eine Vertikale an den Obergurt mittels

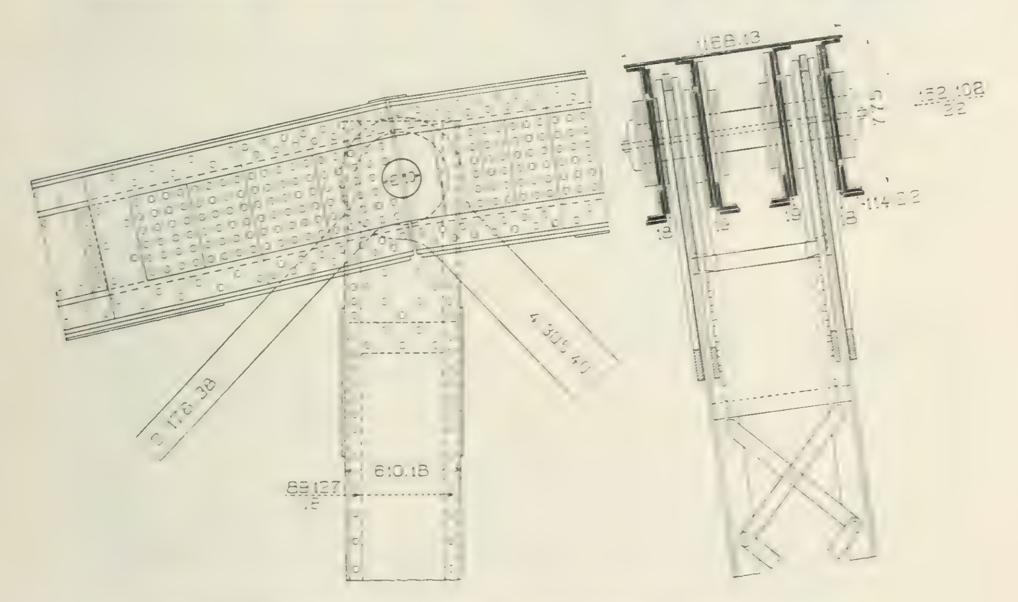


Abb. 445. Obergurtknoten einer amerikanischen Fachwerksbrücke.

eines Bolzens an. Da aber der Gurtstab daselbst nicht unterbrochen ist, so würde in ihm bei der Belastung infolge der durch die Längenänderung der Stäbe bewirkten Verschiebung der Knotenpunkte eine Biegung eintreten. Dem hat man dadurch zu begegnen gesucht, daß gewisse Stäbe gegen die Netzlänge etwas verkürzt wurden, so daß die Obergurtstäbe im unbelasteten Zustande entgegengesetzt (nach oben) gebogen sind, bei Vollbelastung aber gerade werden. Der Biegepfeil der über 20 *m* langen Obergurtstäbe beträgt rund 10 *mm*.

Für die von den deutschen Werken für den Export gebauten Gelenkbolzenbrücken gibt Abb. 446 ein Beispiel. Es betrifft eine von der Gesellschaft Union in Dortmund für Japan gelieferte Eisenbahnbrücke. Die Gurte gehen hier als steife Stäbe durch, doch sind

auch Ausführungen gemacht worden (Harkort, Duisburg), welche sich mehr der amerikanischen Bauweise nähern, die Gurtstäbe an

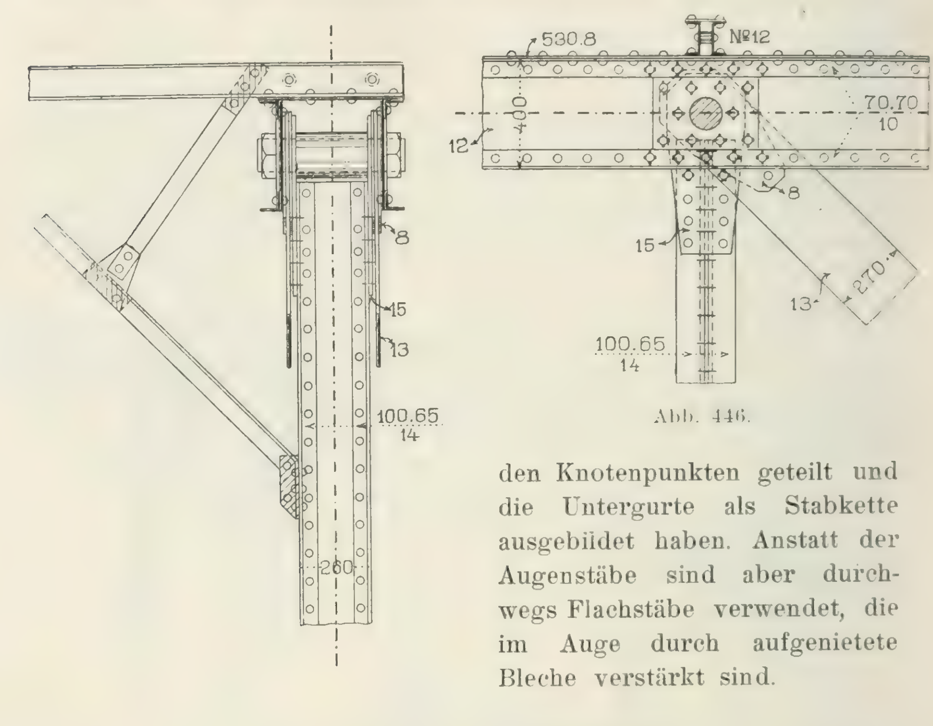


Abb. 446.

den Knotenpunkten geteilt und die Untergurte als Stabkette ausgebildet haben. Anstatt der Augenstäbe sind aber durchwegs Flachstäbe verwendet, die im Auge durch aufgenietete Bleche verstärkt sind.

B. Genietete Knotenpunkte.

Der Anschluß der Ausfachungsstäbe an den Gurtungen erfolgt:

a) unmittelbar an senkrechten Flächen der durchgehenden Gurtung;

b) mit Hilfe von Anschlußblechen (Knotenblechen), die entweder

  α) an die durchgehende Gurtung genietet sind oder

  β) im Knotenpunkte an Stelle eines Teiles der Gurtung treten, mit dem sie durch entsprechende Stoßdeckung zu verbinden sind.

Der unmittelbare Anschluß an die Gurtung ist nur möglich, wenn letztere einen zur Unterbringung der Befestigungsnieten ausreichend breiten Steg hat. Wir finden sie bei kleineren Trägern oder in den mittleren Knotenpunkten größerer Träger angewendet, wo die einzelnen Gitterstäbe nur schwachen Querschnitt haben und daher zum Anschlusse nur wenig Nieten erfordern. Bezüglich der Stabanschlüsse, der Zahl und Gruppierung der Befestigungsnieten beachte man das in § 10 Gesagte. Man sorge für zentrischen Anschluß (Stabschwerachsen in einer Ebene liegend) und gruppiere die Anschluß-

nieten so, daß ihr Schwerpunkt möglichst in die Stabachse fällt. Gegen diese Regeln ist bei den älteren Gitterbrücken häufig gefehlt worden, indem man, um Stabdurchkreuzungen im Gitterwerk zu vermeiden, die Druckstäbe an der einen Seite, die Zugstäbe an der anderen Seite der einstegigen Gurtung, sonach exzentrisch zu ihrer Schwerebene angeschlossen hat.

Die Abb. 447 bezieht sich auf eine Brücke mit Halbparabelträgern und einfachem Strebenfachwerk von 35·6 *m* Stützweite. Die Fahrbahn ist an Vertikalstäbe in den unteren Knotenpunkten angeschlossen. Die Gurte haben T-Querschnitt mit Stegblechen 2 × 10 *mm* und daraufliegenden Verstärkungsblechen von gleicher Dicke (12 *mm*) mit den Winkelschenkeln. Darüber sind an den Knotenpunkten beiderseits noch 12 *mm* starke Platten genietet, welche als Futterbleche aufzufassen und daher außerhalb des Anschlusses der Gitterstäbe durch eine entsprechende Anzahl Nieten festzuhalten sind. Die aus je zwei [-Eisen bestehenden Streben sind bis an den wagrechten Gurtflansch geführt. An jedem zweiten Knotenpunkte sind die Gurte gestoßen, und zwar die inneren Stegbleche im Knotenpunkte, die Seitenbleche gleichzeitig mit den Winkeln daneben. Der Stoß wird durch die darüber liegenden 12 *mm* starken Bleche und durch Flacheisen unter den wagrechten Winkelschenkeln gedeckt (Abb. 448). Die Anschlußnieten der Gitterstäbe dürfen aber dabei nicht mit zu den Stoßdecknieten gezählt werden. Auch die wagrechten Gurtplatten sind an diesem Knotenpunkt versetzt gestoßen, so daß ein sogenannter Montagestoß entsteht und die Gurtstäbe auf je zwei Fachlängen in der Werkstatt fertig genietet werden können.

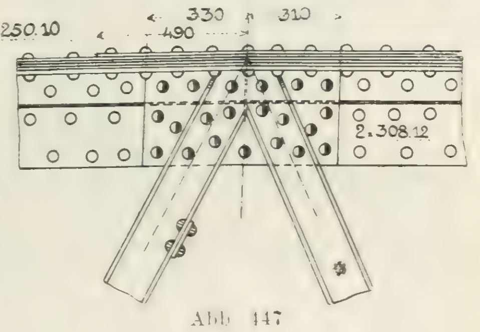


Abb. 447

Den Stoß der Stehbleche legt man bei eckigen Gurtungen entweder in die Halbierungslinie des Winkels, oder häufiger der besseren Nietausteilung wegen senkrecht; in letzterem Falle ergeben sich kleine Blechüberstände (Abb. 449), von denen man den oberen wegnimmt, den unteren mit der Stoßlasche überdeckt.

Bietet der Gurtsteg nicht genügende Fläche zur Unterbringung der für den Strebenanschluß erforderlichen Nieten, so werden Knotenbleche notwendig. Diese können zunächst als verbreiterte Futterbleche gestaltet werden, wenn der Hauptanschluß des Stabes noch unmittelbar an der Gurtung erfolgt. Bei einstegigem Gurt sind diese

Bleche beiderseitig anzubringen und ist der Zwischenraum der über den Gurtsteg vorstehenden Bleche durch Einlagen auszufüllen.

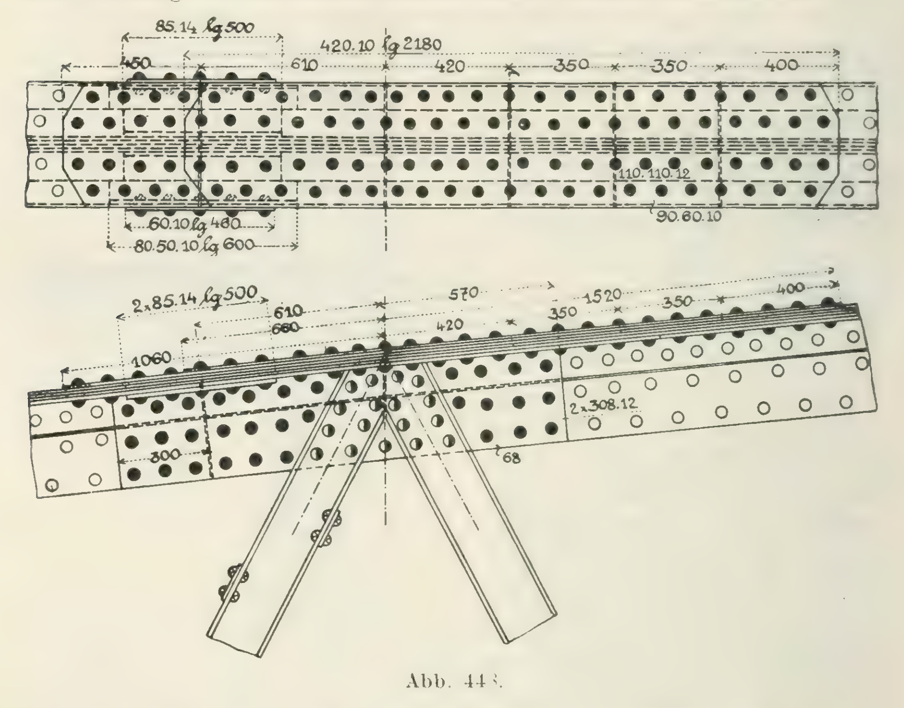


Abb. 448.

Abb. 450 zeigt einen mittleren Knotenpunkt eines kleineren Fachwerksträgers (31·5 *m* Stützweite). Auf dem 16 *mm* starken Stegbleche liegen beiderseits Knotenbleche von 12 *mm* Stärke. Die aus je zwei kreuzförmig gestellten Winkeln bestehenden Wandstäbe sind mittels kurzer Hilfswinkeln angeschlossen. Die Knotenbleche sind hier vornehmlich nur Futterbleche und daher neben den Stäben nur mit wenig Nieten am Gurt befestigt. Der Stoß im Stegblech liegt seitlich und ist separat gedeckt.

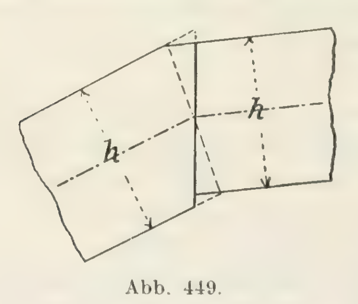


Abb. 449.

Größere, seitlich an das Stegblech angeheftete Knotenbleche zeigt die Abb. 451. Es ist der Knotenpunkt eines Parallelträgers von 28 *m* Stützweite mit Strebenfachwerk. Der einstegige T-Gurt hat ein 20 *mm* starkes Stegblech, welches im rechts liegenden Fache durch zwei Seitenbleche von 12 *mm* Dicke verstärkt ist. Bündig mit diesen Seitenblechen und mit ihnen verlascht liegen die Knotenbleche. Ihr Zwischenraum in der Stärke des Stehbleches

(20 *mm*) ist ausgefüttert. Die Zugstrebe besteht aus zwei [-Eisen mit durch Bleche verstärkten Stegen, die Druckstrebe aus zwei [-Eisen

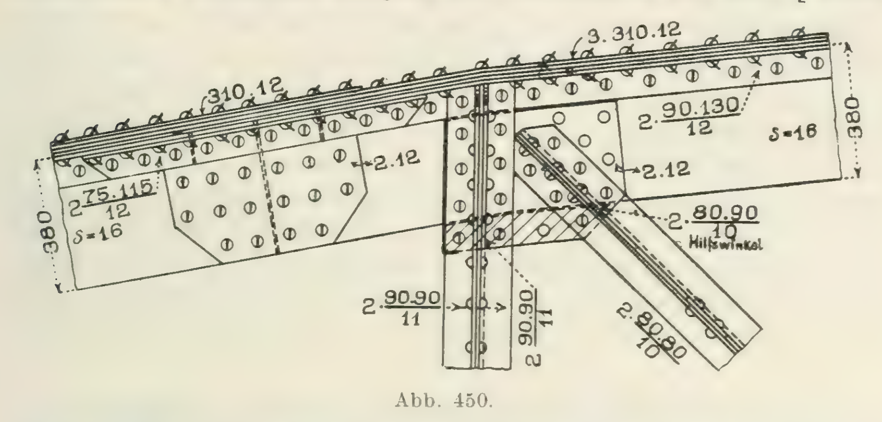


Abb. 450.

mit oberer Kopfplatte. Dem unsymmetrischen Querschnitt der letzteren entspricht auch ihr unsymmetrischer Anschluß.

Erfolgt der Anschluß der Streben ganz oder zum größten Teil nur am Knotenbleche, so muß dieses mit der Gurtung so verbunden

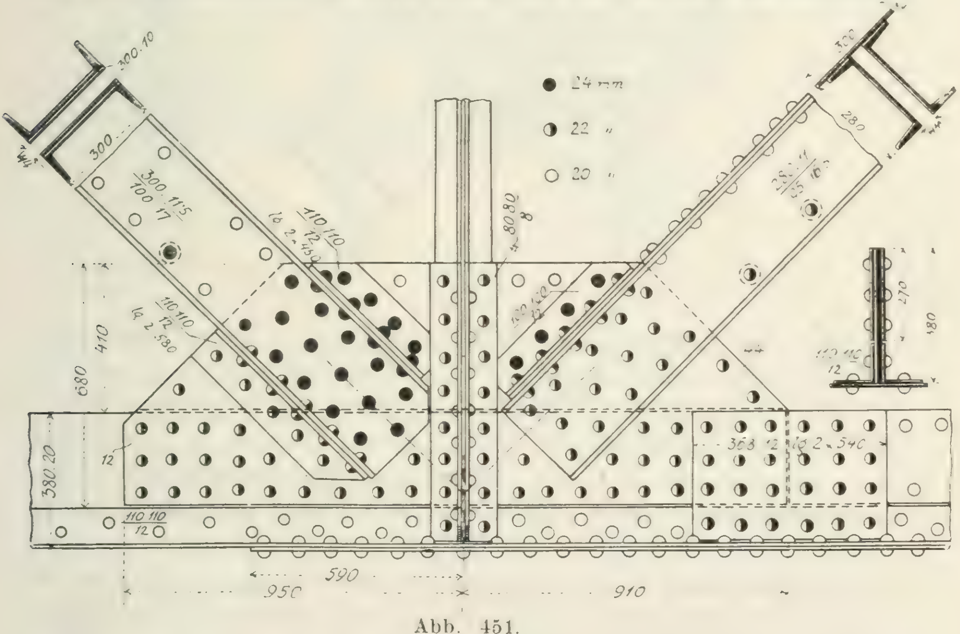


Abb. 451.

werden, daß die Strebenkräfte in die letztere richtig eingetragen werden. Die zur Festhaltung des Knotenbleches erforderliche Zahl von Nieten bestimmt sich aus den in die Gurtrichtung fallenden Komponenten der Strebenkräfte. Diese Nieten sollen aber auch so verteilt sein, daß

ihre Schwerlinie möglichst mit der Schwerachse der Gurtung zusammenfällt, damit keine exzentrische Krafteintragung stattfindet. Reichen die Knotenbleche bei einem ⊥-Gurte nur bis an die Winkel, so ist diese Bedingung nicht zu erfüllen, besonders wenn die Schwerachse des Gurtes durch mehrfache Horizontalbleche stark aus dessen Mittellinie verschoben ist. Dadurch, daß man die zur Festhaltung des Knotenbleches dienenden Nieten an dem gegen die Gurtwinkel gelegenen Rande zahlreicher setzt (Abb. 451), kann man wohl den Abstand ihrer Schwerlinie von der Gurtschwerachse vermindern, aber nicht ganz beheben. Deshalb empfiehlt es sich, die Verstärkung der Gurte nicht ausschließlich durch Horizontalbleche, sondern zunächst durch Seitenbleche am Stege zu bewirken. Die Knotenbleche können dann

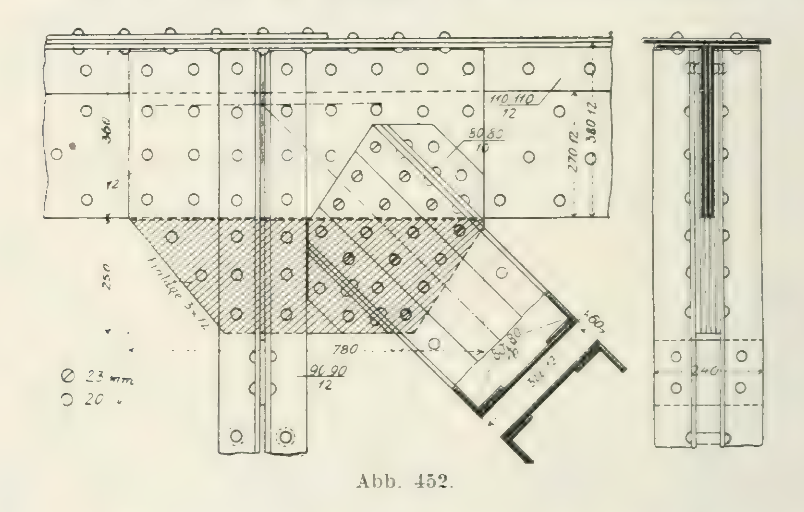


Abb. 452.

auch über die Gurtwinkel geführt werden (Abb. 452). Oder man unterbricht die Gurtwinkel am Knotenblech und ordnet einen Universalstoß nach Art der Abb. 77 an, wobei die Knotenbleche zur Deckung des Stegblechstoßes benutzt werden können.

Ähnliches gilt auch für die doppelstegigen Gurtungen. Hier brauchen die Knotenbleche nur an einer Seite eines jeden Stegbleches, entweder innen oder außen, angelegt zu werden. Führt man sie aber, wie man dies häufig findet (Abb. 453), nur bis an die Gurtwinkel, so ist damit wieder eine exzentrische Beanspruchung der Gurte und eine ungleichmäßige Spannungsverteilung verbunden. Man sollte daher die Knotenbleche für stärkeren Strebenanschluß immer über die ganze Gurthöhe reichen lassen. Bei einem Gurtquerschnitt mit fehlenden Innenwinkeln ist dies durch Innenlage der Knotenbleche ohne weiteres zu erreichen. Man schließe aber dann die Knotenbleche durch

innere Winkel, die im Knotenpunkte angeordnet werden, an die Kopfplatten der Gurtung. Eine solche Knotenpunktausbildung zeigt Abb. 454. Die 20 *mm* starken Knotenbleche liegen an der Innenseite der Gurtstegbleche. Die Zugstrebe besteht aus bündig mit den Knotenblechen liegenden Flacheisen (340 × 20) und innseitig angenieteten Winkelpaaren (80 . 80 . 12). Flacheisen und Knotenblech sind durch eine äußere Lasche (340 . 16) und durch zwei schmale innere Laschen (2 × 85 . 12) verbunden. Die Nieten sind demnach zum Teil einschnittig, zum Teil zweischnittig. Der Vertikalstab hat vier an der Außenseite der Knotenbleche angelegte Winkel (90 . 135 . 12). Diese reichen nur bis an den Gurt, doch ist innseitig zwischen den Knoten-

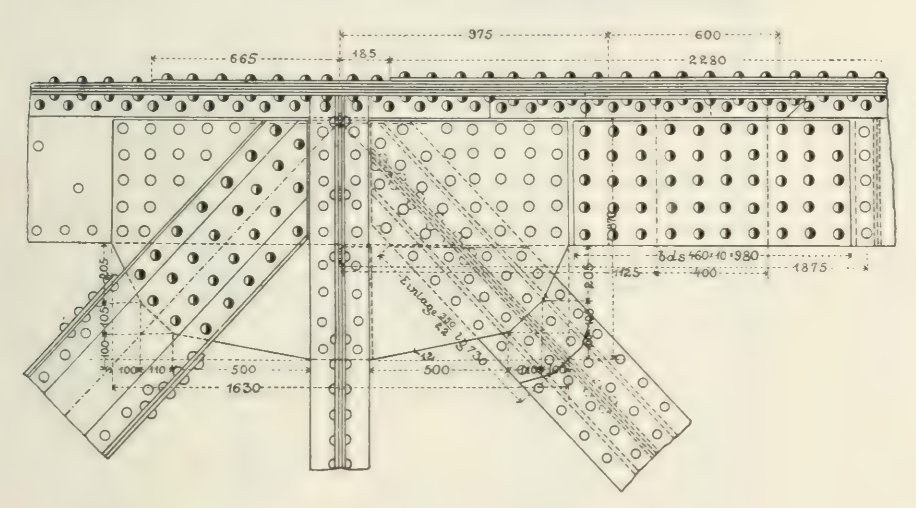


Abb. 453.

blechen ein bis zu den oberen Gurtwinkeln reichendes Querblech eingesetzt, das mit dem Steg des Vertikalstabes verlascht ist. Die Knotenbleche sind durch eine reichliche Zahl von Nieten mit den Stegblechen und durch Innenwinkel auch mit den Kopfplatten der Gurtung verbunden. An dem Knotenpunkte ist ein vollständiger Stoß der Gurtung angeordnet. Der Stoß in den Stegblechen wird durch die Knotenbleche und durch außenliegende Laschen gedeckt. Im selben Querschnitt sind auch die unteren Randwinkel gestoßen und durch Stoßdeckwinkel (70 . 70 . 11) gedeckt. Die oberen Winkel stoßen unmittelbar im Knotenpunkt und erfahren ihre Deckung ebenfalls durch die Knotenbleche und durch außen liegende Flacheisenlaschen. Von den beiden wagrechten Gurtplatten endigt die obere vor dem Knotenpunkte und dient ihre Verlängerung zur Deckung des Stoßes der unteren Platte.

Eine ähnliche Lösung für den Knotenpunkt einer großen Brücke (Weichselbrücke bei Marienwerder, Halbparabelträger von 130 *m*

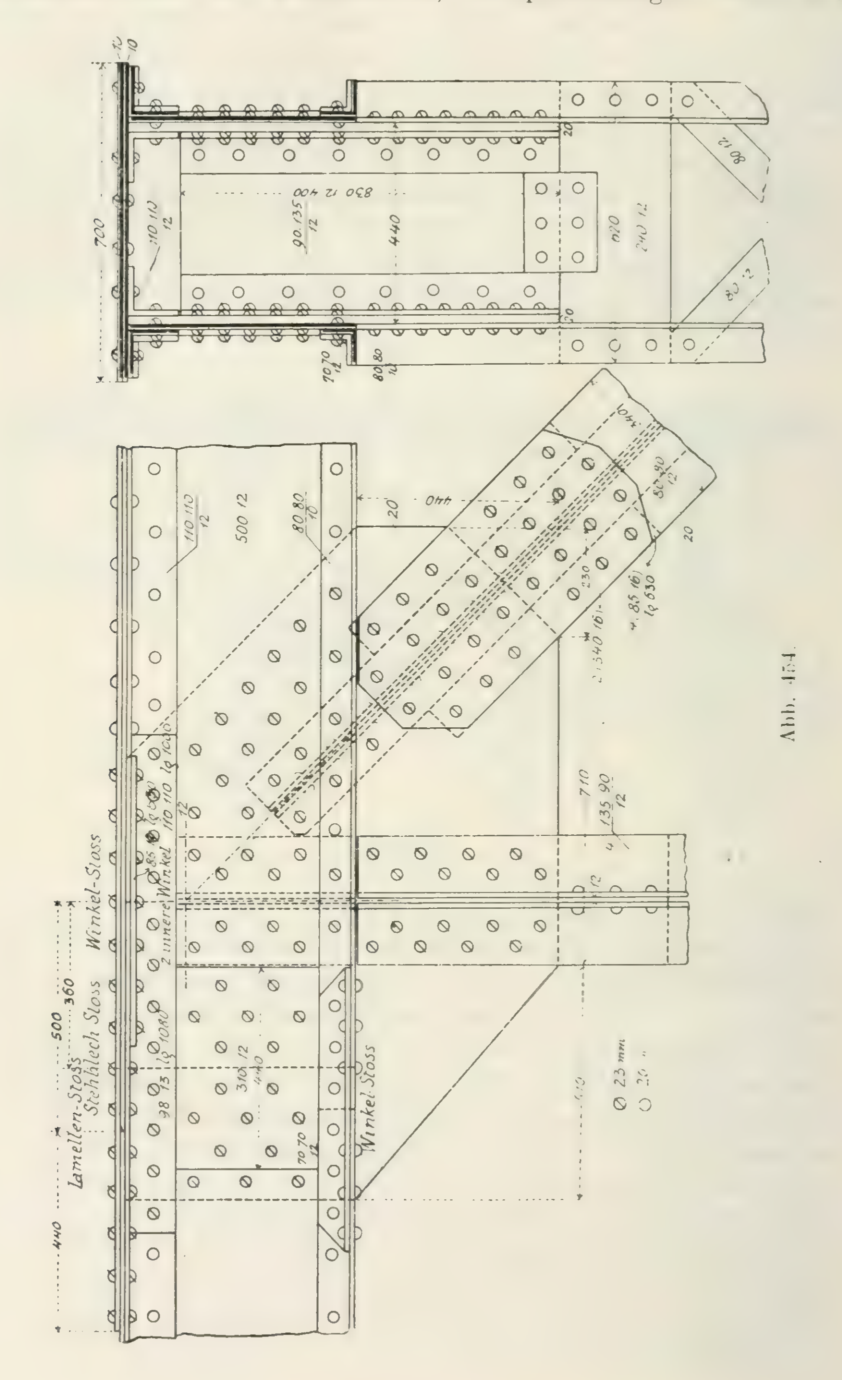


Abb. 434.

Stützweite mit einfachem Strebenfachwerk und Feldunterteilung)[1] gibt Abb. 455. Der rechte Obergurtstab enthält vier Stegbleche (900 × 16), vier Winkeleisen (160 . 160 . 16), zwei Außenbleche (570 × 16)

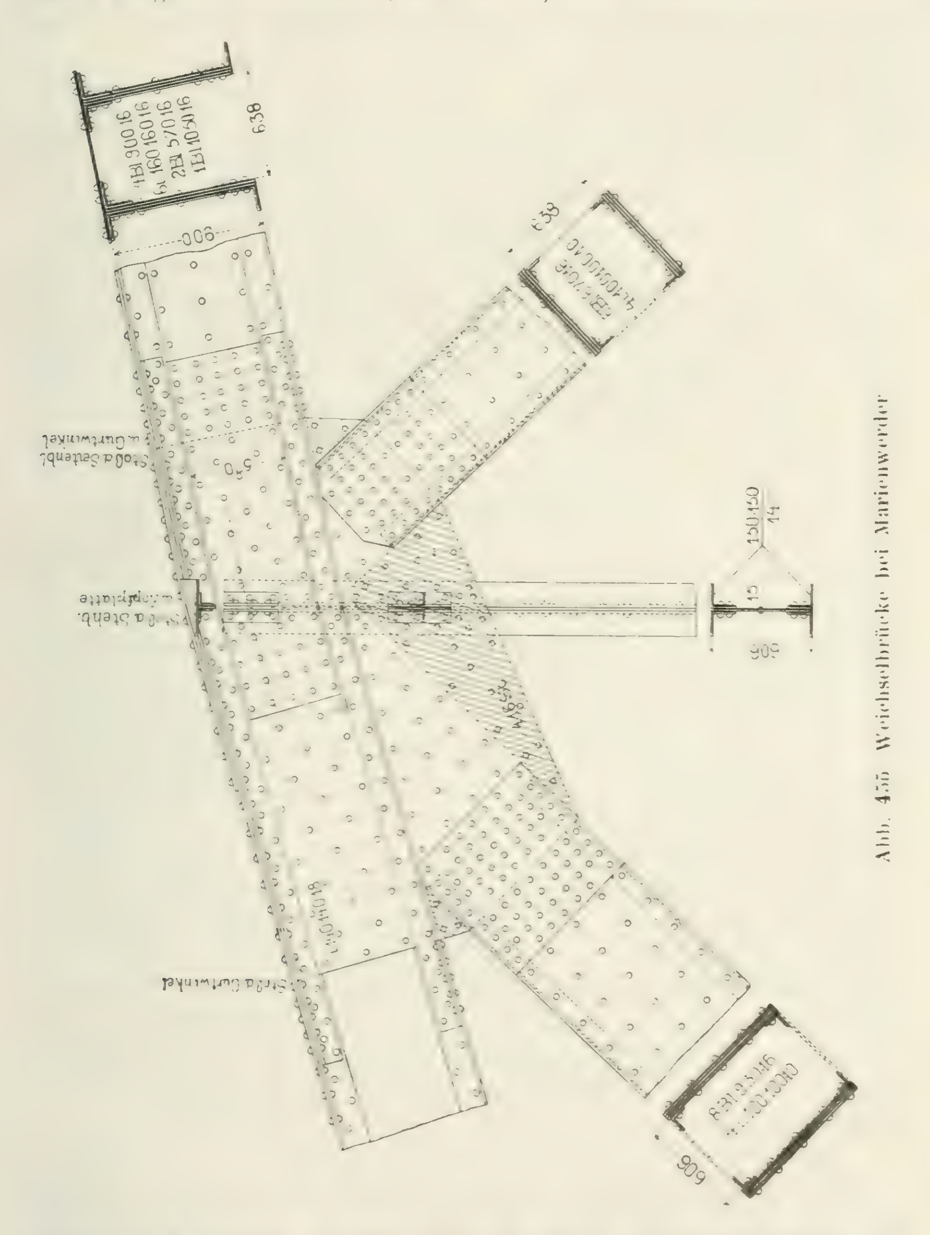


Abb. 455. Weichselbrücke bei Marienwerder

und eine Kopfplatte (1050 × 16); im linken, ersten Gurtstabe, der nicht voll beansprucht ist, sind die Außenbleche weggelassen, dagegen

[1]) Zeitschrift für Bauwesen 1910.

sind die mittleren Gurtstäbe noch durch obere Innenwinkel und Kopfplatten verstärkt. Der lichte Abstand der Stegbleche beträgt 638 *mm*. Im Knotenpunkte sind an jeden Steg zwei Knotenbleche von 16 *mm* beiderseitig angeschlossen. Sie reichen über die ganze Gurthöhe; es sind sonach die Gurtwinkel unterbrochen und durch darüber genietete Stoßwinkel (140.140.18) gedeckt. Die äußeren Seitenbleche stoßen ebenfalls gegen die äußeren Knotenbleche und sind mit ihnen außen verlascht. Auch die doppelten Stegbleche der Gurtung haben im Knotenpunkte einen senkrechten Stoß, der durch die Knotenbleche und die verlängerte Außenlasche seine Deckung erhält. Da schließlich auch die Kopfplatte am Knotenpunkte gestoßen ist, so ist damit ein vollständiger Stoß im Querschnitt der Gurtung erzielt und es konnten die einzelnen Gurtstäbe in der Werkstatt fertig genietet werden. Die Streben haben kastenförmigen Querschnitt, und zwar besteht die Druckstrebe aus 2×4 Blechen (930×16) und aus vier Winkeleisen (100.100.10), an welche die Vergitterung der Seitenflächen anschließt, die Zugstrebe aus 2×3 Blechen (670×16) und vier ebensolchen Randwinkeln. Der Anschluß im Knotenpunkte ist derart bewerkstelligt, daß je zwei Bleche zwischen die doppelten Knotenbleche eingeschoben sind, die äußeren Bleche aber gegen sie stoßen und mit ihnen durch Decklaschen verbunden sind. Die Winkel sind über die inneren Knotenbleche geführt; bei der Zugstrebe wäre ein Überkröpfen notwendig gewesen, man hat sie dafür durch darüber genietete Winkel angeschlossen. Die Nieten, welche die Decklaschen mit dem Stab verbinden, sind für die in einem Bleche wirkende Kraft als einschnittig zu rechnen; die durch die Laschen und das Knotenblech gehenden Nieten wären als vier-, beziehungsweise dreischnittig in der Zahl gleich zu halten, man hat hier aber, abgesehen von den bloß durch die mittleren Bleche gehenden Nieten, an deren Zahl zugegeben. Der von den Strebenblechen frei gelassene Zwischenraum der Knotenbleche ist ausgefüttert. Der im Knotenpunkt noch angeschlossene Vertikalstab, aus vier Winkeln und einem vollen Stegblech bestehend, reicht innen bis an die oberen Gurtwinkel. In den mittleren Knotenpunkten, woselbst schwächere Streben anschließen, sind dann nur einseitige Knotenbleche in Verbindung mit außenseitigen Stoßdeckblechen angeordnet.

Abb. 456 zeigt die Knotenpunktsausbildung für eine Brücke von 33 *m* Stützweite, deren Gurte aus [-Eisen gebildet sind. Sie betrifft den Knotenpunkt 13 des durch die Abb. 401 dargestellten Trägers. Die 12 *mm* starken Knotenbleche sind innen an die Stege der [-Eisen angeschlossen und die aus Walzträgern oder [-Eisen bestehenden Streben zwischen sie eingeführt. Hier liegt im Knotenpunkt kein

Gurtstoß; die [-Eisen sind in den Zwischenknoten 14 und 16 gestoßen.

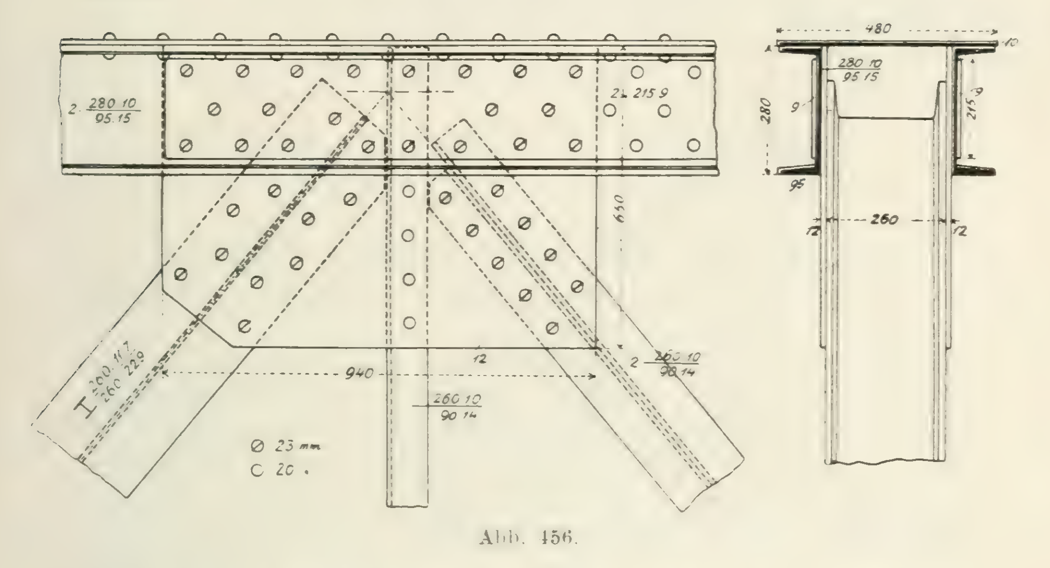


Abb. 456.

Abb. 457 gibt ein Beispiel für den Anschluß an ein ⅃‾L-förmiges Gurtprofil. Es ist ein Untergurtknoten eines Bogenfachwerksträgers mit Zugband. (40 Spannw.) Die Knotenbleche sind hier an die Außenseite der Gurtstege genietet und reichen auch über die Gurtwinkel. Der nach unten gehende Hängestab ist in das Gurtprofil geführt und an den Stegblechen unmittelbar befestigt.

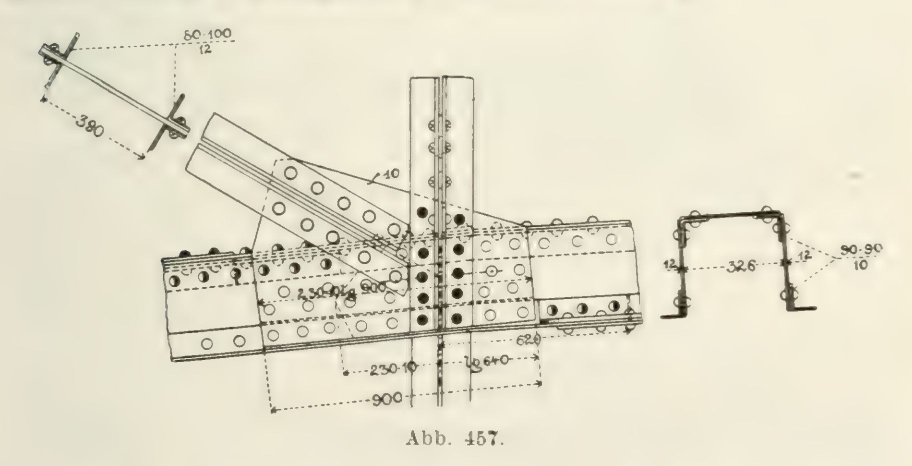
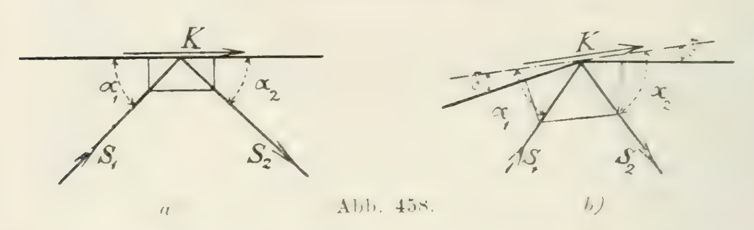


Abb. 457.

Die zum Anschlusse eines Knotenbleches an die durchlaufende Gurtung erforderliche Nietanzahl ist aus der größten Kraft zu berechnen, die durch die Ausfachungsstäbe in die Gurtung eingetragen

wird. Diese ist (Abb. 458) bei den Strebenkräften S_1 und S_2 und wenn α_1 und α_2 die Winkel zwischen den Strebenachsen und der Gurtachse sind,

$$K = S_1 \cos \alpha_1 - S_2 \cos \alpha_2.$$



a) Abb. 458. b)

Ist der Gurt gebrochen (Abb. 458 *b*), so können mit ausreichender Näherung die Winkel α_1 und α_2 auf eine mittlere Gurtachsenrichtung bezogen werden, die mit beiden Gurtstäben gleiche Winkel einschließt.

Als Größtwert von K kann man jenen annehmen, der der größten Strebenkraft S_1 oder S_2 entspricht. Genauer wäre derselbe aus den Einflußlinien der Stabkräfte zu bestimmen (Abb. 459). Trägt man letztere für die Krafteinheit $1 . \cos \alpha_1$ und $1 . \cos \alpha_2$ auf, so geben die Ordinatensummen die Einflußlinie der Größe K. Man erhält damit aus der Flächensumme die Kraft K für die ständige Belastung und in bekannter Weise auch die Grenzwerte von K für die Verkehrsbelastung.

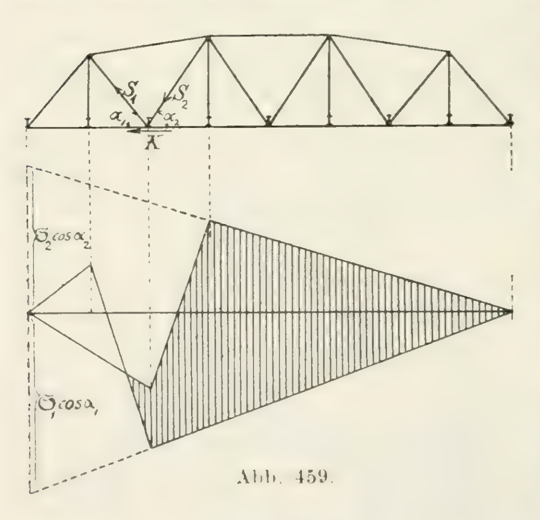


Abb. 459.

Dient das Knotenblech auch zur Deckung des Stoßes in einem Gurtteile (Stegblech), so ist es am ratsamsten, die zur Stoßdeckung erforderlichen Nieten n i c h t in die zur Aufnahme der Kraft K berechnete Nietanzahl einzubeziehen, obwohl bei der Belastung, welche den Größtwert von K hervorruft, die Gurtstäbe nicht voll beansprucht werden. Man kann dabei in folgender Art rechnen: Bezeichnet n_1 die Anzahl der einschnittigen Nieten, n_2 die Anzahl der doppelschnittigen Nieten, welche das Knotenblech mit dem S t e g b l e c h des linken Gurtstabes verbinden, n_1' und n_2' diese Anzahl für das Stegblech des rechten Gurtstabes, O und O' die größten Gurtkräfte im linken

und rechten Gurtstabe, f' den Querschnitt des gestoßenen Stegbleches, F und F' die gesamte Gurtquerschnittsfläche im linken und rechten Gurtstabe, P_1 und P_2 die Tragkraft einer ein-, beziehungsweise doppelschnittigen Niete (siehe Tabelle S. 86), so setze man

$$(O - {}^1/_2\, K)\,\frac{f'}{F} = n_1\, P_1 - n_2\, P_2$$

$$(O' - {}^1/_2\, K)\,\frac{f''}{F'} = n_1\, P_1 - n'_2\, P_2$$

Das Knotenblech ist dann noch durch n Nieten an den durchgehenden Teil der Gurtung auszuschließen, deren Zahl sich aus

$$n\, P_1 = K\,\frac{F - f}{F}$$

bestimmt.

Häufig läßt man das Knotenblech selbst an die Stelle eines Teiles der durchgehenden Gurtung treten, indem man es in die Ebene des Stegbleches legt und mit diesem verlascht. Es liegt dann beiderseits des Knotenpunktes ein Stegblechstoß und es wird die im Stegblech wirkende Kraft in voller Größe in das Knotenblech geleitet. Neben größerer Klarheit in der Verteilung der Stabkräfte, die im Knotenblech zum Ausgleich kommen, bietet diese Anordnung bei einstegigen Gurten den Vorteil, daß man keine doppelten Knotenbleche braucht, um einen zentrischen Anschluß zu erzielen. Sie kann sich bei vieleckigen Gurtungen oder bei langen Gurtstäben, deren Stegblech an jedem Knotenpunkt gestoßen werden muß, als zweckmäßig erweisen.

Man rechne hier wieder zunächst die Nietzahlen für die Stoßdeckung der Stegbleche f' und f''. Diese haben von den Gurtkräften O und O' die Kraftanteile $O\,\frac{f'}{F}$ und $O'\,\frac{f''}{F}$ aufzunehmen, so daß sich bei zweischnittigen Nieten ihre Zahl aus

$$\frac{O\, f'}{F} = n_2\, P_2$$

und

$$\frac{O'\, f''}{F'} = n_2\, P_2$$

bestimmt. Überdies ist aber das Knotenblech noch durch soviel Nieten mit dem durchgehenden Teil der Gurtung zu verbinden, daß deren Scherflächen (einschnittig gerechnet n) die Kraft $K - \left[\frac{O' f''}{F'} - \frac{O\, f'}{F}\right]$ aufnehmen. Es ist sonach

$$n P_1 = K - \left| \frac{O' f'}{F'} - \frac{O f}{F} \right|$$

Beispiele für diese Anordnung geben die Abb. 244, 261 und 460 bis 462.

In Abb. 460 ist ein Obergurtknoten eines Halbparabelträgers

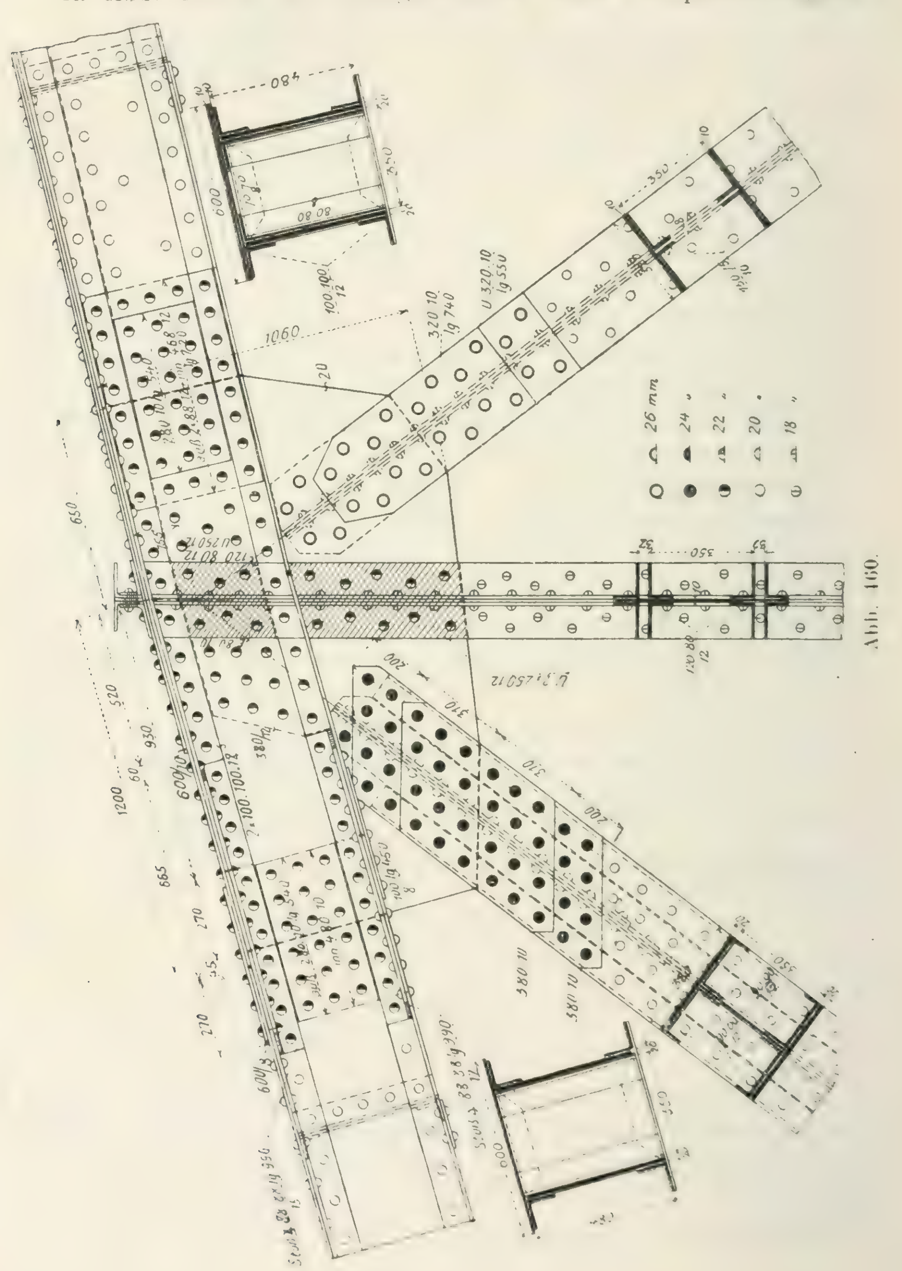


Abb. 460.

mit Strebenfachwerk von 65 *m* Spannweite (für eine Straßenbrücke von 7 *m* Breite) dargestellt. Der **TT**-förmige Obergurt hat im linken Fache 20 *mm* starke Stegbleche, vier außen liegende Winkel und Kopfplatten, im rechten Fache ist er durch innere Gurtwinkel und durch innere Seitenbleche verstärkt. Die Stegbleche stoßen gegen die gleich starken Knotenbleche; die Deckung des Stoßes ist durch innen liegende, über die ganze Gurthöhe reichende 12 *mm* Stoßdeckplatten und durch äußere Laschen bewirkt, die nur die Breite zwischen den Winkeln einnehmen, aber durch auf die Winkelschenkel genietete Flacheisen ergänzt werden. Letztere sind beim linksseitigen Stoße durch Stoßdeckwinkel ersetzt, die gleichzeitig auch den Stoß der äußeren Gurtwinkel decken, der gegen den Stegblechstoß soweit versetzt ist, daß zwischen beiden Stößen die für den Winkelstoß erforderlichen Nieten Platz finden. Die inneren Gurtwinkel reichen links über den Knotenpunkt hinaus bis an die innere Decklasche des linken Stegblechstoßes, ebenso sind auch die inneren Seitenbleche noch vor dem Knotenpunkte durch die ihrem Querschnitt entsprechende Nietzahl festgehalten. Da auch die Kopfplatte beim linken Stegblechstoße gestoßen und durch eine obere Stoßplatte gedeckt ist, so entsteht daselbst ein durchgehender Montagestoß und es können die Knotenbleche schon in der Werkstätte mit dem rechtsseitigen Stabe verbunden werden. Querschnitt und Anschluß der Wandstäbe sind der Abbildung zu entnehmen. Der Vertikalstab, der nur den unteren Zwischenknotenpunkt zu tragen hat, ist aus acht Winkel und einem Stegblech zusammengesetzt und deshalb so stark ausgebildet, weil er bei fehlendem oberen Querverbande als Teil eines Steifrahmens zu dienen hat.

Abb. 461 zeigt den Knotenpunkt des Trägers, auf den sich die Abb. 422 *a*—*e* beziehen. Die aus je zwei 14 *mm* starken Blechen bestehenden Gurtstegbleche stoßen gegen die ebenso starken doppelten Knotenbleche, mit denen sie durch innere und äußere Laschenbleche von 14 *mm* Stärke verbunden sind. Letztere reichen nur bis an die ebenfalls 14 *mm* starken Gurtwinkel, doch sind über deren Schenkel ebenfalls Flacheisen genietet, welche die Laschenbleche noch mit einer Nietreihe übergreifen. Die äußeren Laschen des linken Gurtstabes sind bis unter den Vertikalstab verlängert, so daß dieser bei Abtrennung der wagrechten Schenkel der Gurtrandwinkel ohne Verkröpfung außenseitig bis an den Kopf der Gurtung geführt werden konnte. Die Gurtwinkel, von denen die unteren infolge der verschiedenen Höhe der beiden Gurtstäbe verschieden hoch liegen, sind neben der Vertikalen unterbrochen; der Stoß ist aber nicht besonders gedeckt, sondern es ist auf dessen Deckung durch das Knotenblech gerechnet.

Anstatt bei doppelten Stegblechen und ebensolchen Knotenblechen die Stöße beider Bleche, wie im vorstehenden Beispiele, in

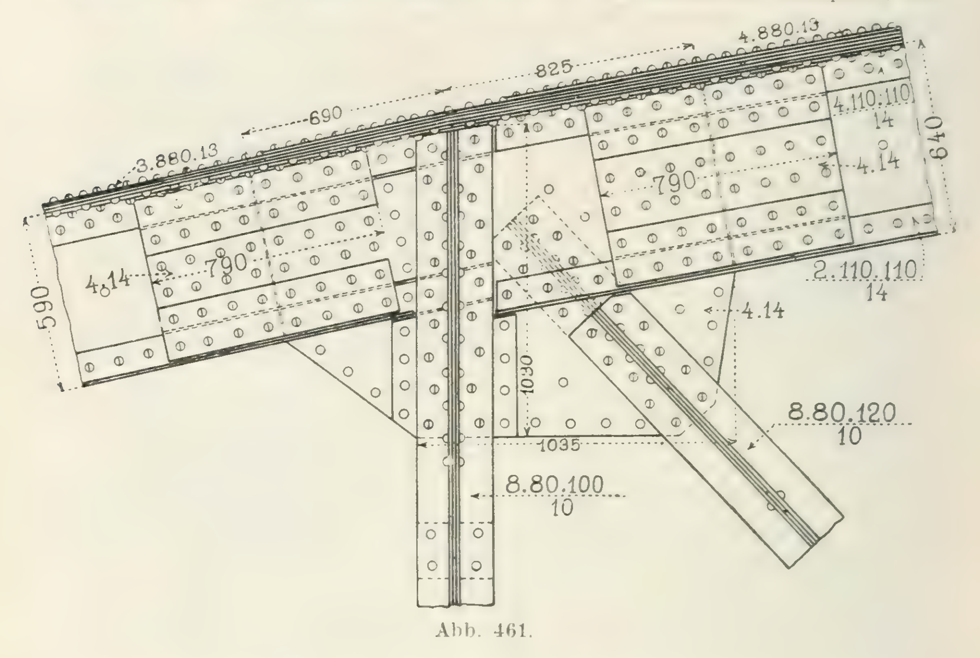


Abb. 461.

einen Querschnitt zu legen, hat man auch versetzte Stöße angeordnet (Abb. 462). Die Verlaschung, welche dann nur ein Blech zu decken

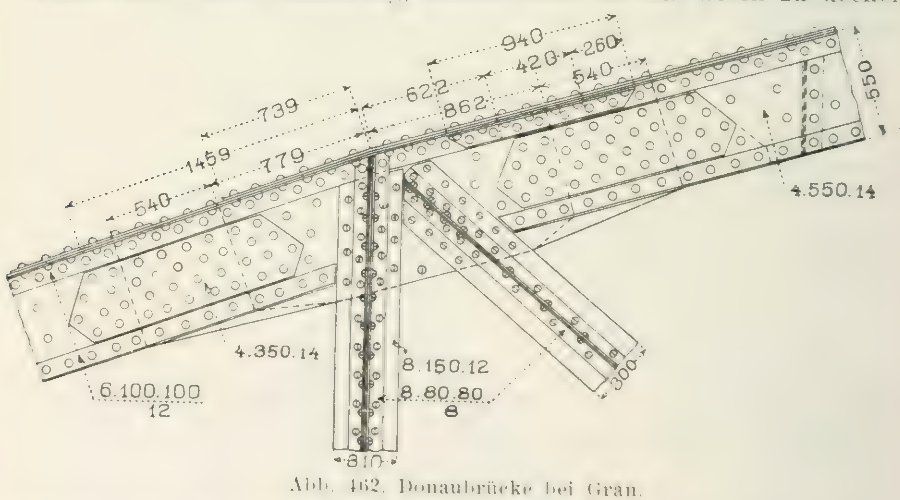


Abb. 462. Donaubrücke bei Gran.

hat, kann in diesem Falle schwächer gehalten werden, doch ergeben sich dadurch ungleiche und zum Teil große Knotenbleche, so daß mit dieser Anordnung nicht immer ein Gewinn verbunden ist.

Bei Bestimmung der Form und Stärke der Knotenbleche ist ihrer Beanspruchung, soweit sich dieselbe in einfacher Weise beurteilen läßt, tunlichst Rechnung zu tragen. Schließt ein Stab nur an das Knotenblech an, so soll am Ende des Stabanschlusses der Querschnitt des Knotenbleches ein solcher sein, daß Überanstrengungen vermieden sind. Formen, wie in Abb. 463, mit einer zur Stabachse stark unsymmetrischen Verbreiterung sind fehlerhaft, da damit eine sehr ungleichmäßige Spannungsverteilung im Knotenblech verbunden ist. Die Stärke des Knotenbleches wähle man nicht zu gering, besonders wenn stärkere Stäbe anschließen und die Anschlußnieten als zweischnittig ausgenützt werden sollen. Man nehme als geringste Stärke für die Knotenbleche der Hauptträger kleinerer Brücken etwa 15 *mm*, für große Brücken aber mindestens 20 *mm*. Durch zweckmäßige und entsprechend nahe Stellung der Nieten trachte man das Knotenblech möglichst klein zu erhalten, da große Bleche nicht nur eine unerwünschte Gewichtsvermehrung bewirken, sondern auch die Nebenspannungen in den Stäben vergrößern und sich im Aussehen des Trägers unschön bemerkbar machen. Einfache geradlinig begrenzte Formen, welche wenig Scherenschnitte erfordern, verringern die Herstellungskosten. Einspringende Winkel sind nicht unbedingt zu vermeiden; sie lassen sich ebenfalls mit der Schere schneiden, wenn vorerst die stumpfe Ecke durch etliche dicht stehende Bohrlöcher abgebohrt wird. Dagegen sind geschweifte Knotenbleche (Abb. 244, 261), die abgebohrt und abgemeißelt oder nachgefräst werden müssen, in der Herstellung teuer. Man beschränkt daher ihre Anwendung auf weit vorstehende Bleche und auf Träger, denen man dadurch ein besseres Aussehen geben will.

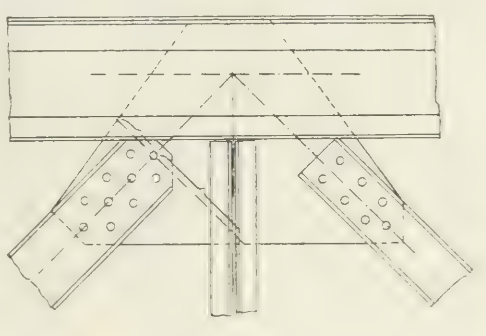


Abb. 463.

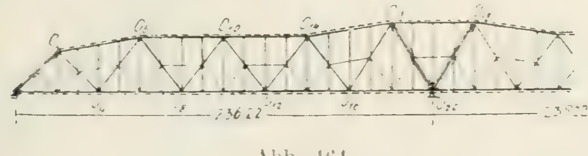


Abb. 464.

Für die Knotenpunktausbildung bei sehr großen zusammengesetzten Stabquerschnitten gibt Abb. 465 ein Beispiel, das einen

Untergurtknoten der zweigleisigen Eisenbahnbrücke über den Ohio bei Sciotoville[1]) darstellt. Die Träger dieser Brücke sind kontinuierliche Balkenfachwerke über zwei Öffnungen von je 236·2 *m* Stützweite; Abb. 464 zeigt das Trägernetz. Die Querschnittsform sämtlicher Stäbe ist einheitlich durchgebildet und besteht aus zwei I-Wänden, die durch Kopfbleche oder durch kräftige Vergitterung zu einem Kastenquerschnitt vereinigt sind. Alle Obergurt- und Untergurtstäbe, desgleichen die Schrägstäbe des Hauptfachwerks haben überdies in Abständen von ungefähr 4·5 *m* Querstege (Blechdiaphragmen) eingebaut. Die Gurtstäbe sind in Stücken, die über je zwei Knotenweiten reichen, im Untergurt sonach eine Länge von 23·62 *m* und im schwersten Stabe ein Gewicht von über 100 *t* haben, in der Werkstätte fertig genietet und auf der Baustelle durch einen neben dem Knotenpunkt liegenden Montagestoß verbunden werden. In dem in der Abb. 465 dargestellten Knotenpunkte besteht jede Gurtwand aus zwei Stegblechen von je 20·6 *mm* Dicke, die bündig mit dem 41·2 *mm*

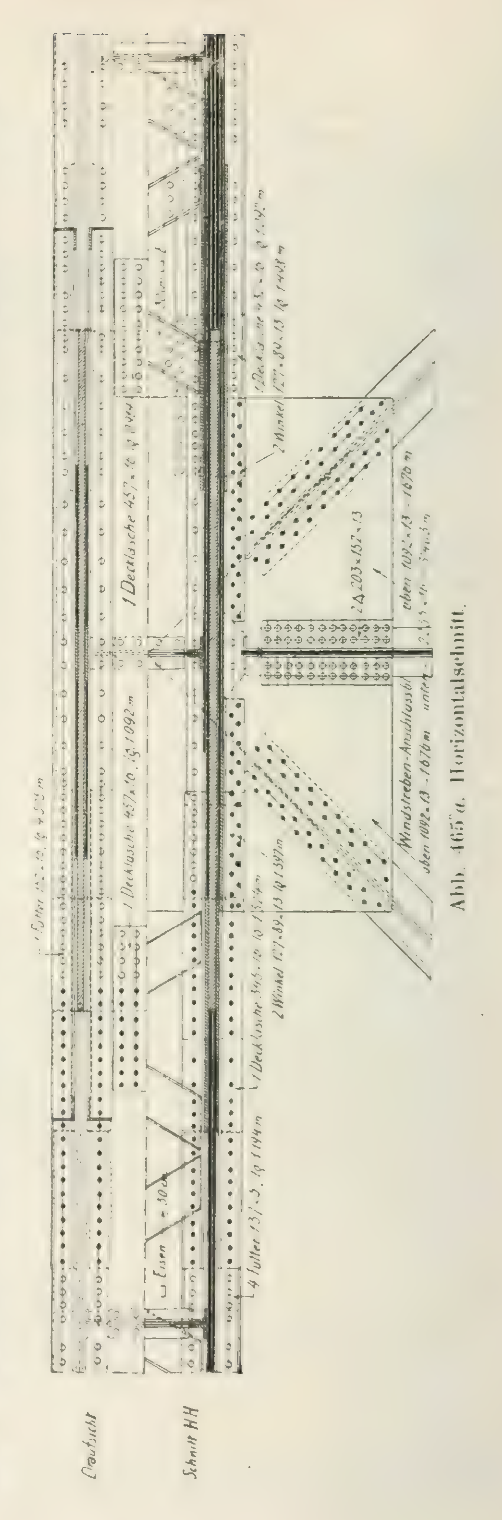


Abb. 465 *a*. Horizontalschnitt.

[1]) Nach dem Entwurfe Lindenthals 1916 erbaut. „Der Eisenbau" 1915, Nr. 12. (Abbildungen nach den Originalplänen.)

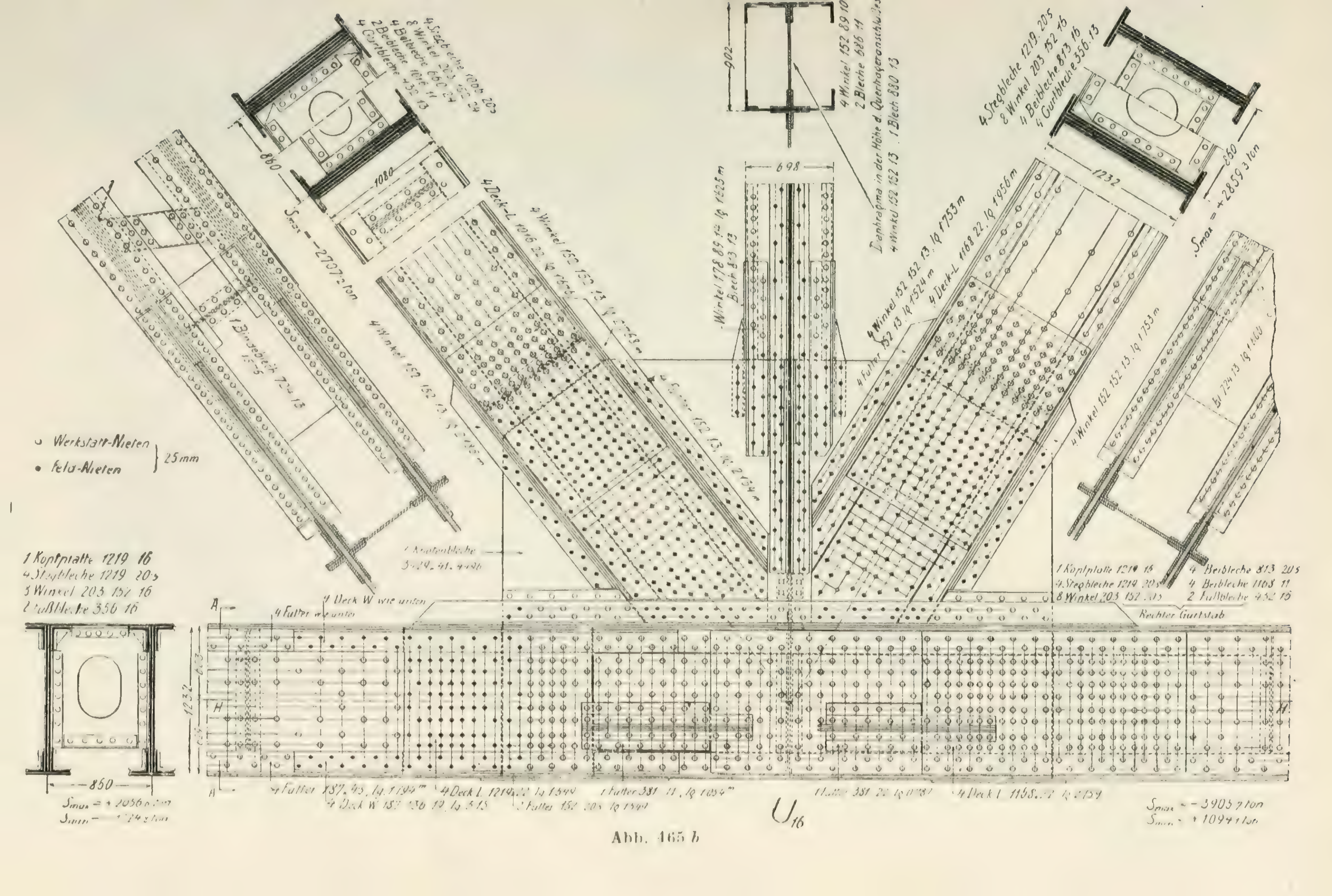

Werkstatt-Nieten
Feld-Nieten
25 mm
1 Kopfplatte 1219 16
4 Stegbleche 1219 20,5
3 Winkel 203 152 16
2 Fußbleche 356 16
4 Stegbleche 1219 20,5
8 Winkel 203 152 16
4 Beibleche 813 16
4 Gurtbleche 356.13
4 Winkel 152 89 10
2 Bleche 686 11
4 Winkel 152 152 13 1 Blech 880 13
Diaphragma in der Höhe d. Querträgeranschlusses
4 Deck-L 1168 22. lg 1956 m
4 Winkel 152 152 13. lg 1524 m
4 Winkel 152 152 13. lg 1753 m
4 Deck-L 1016 22
1 Bindeblech 724 13
Smax = −2707,2 ton
Smax = +2859,3 ton
U16
Rechter Gurtstab
4 Deck W wie unten
4 Futter wie unten
1 Kopfplatte 1219 16
4 Stegbleche 1219 20,5
8 Winkel 203 152 20,5
4 Beibleche 813 20,5
4 Beibleche 1168 11
2 Fußbleche 432 16
1232
860
1080
698
902
1 Futter 381 11 lg 1054 m
Smax = −3905,7 ton
Smax = +1094,1 ton

Abb. 465 b

starken Knotenblech liegen, und aus den vier Randwinkeln. Die beiden Gurtwände sind durch eine 16 *mm* starke Kopfplatte verbunden. Der rechte Gurtstab ist weiters durch Beibleche von gleicher Stärke mit den Winkelschenkeln (206 *mm*) und durch beiderseits darüber gelegte, über die Winkel reichende 11 *mm* starke Bleche verstärkt. Diese Verstärkungsbleche sind, soweit es ihr Nietanschluß erfordert, über

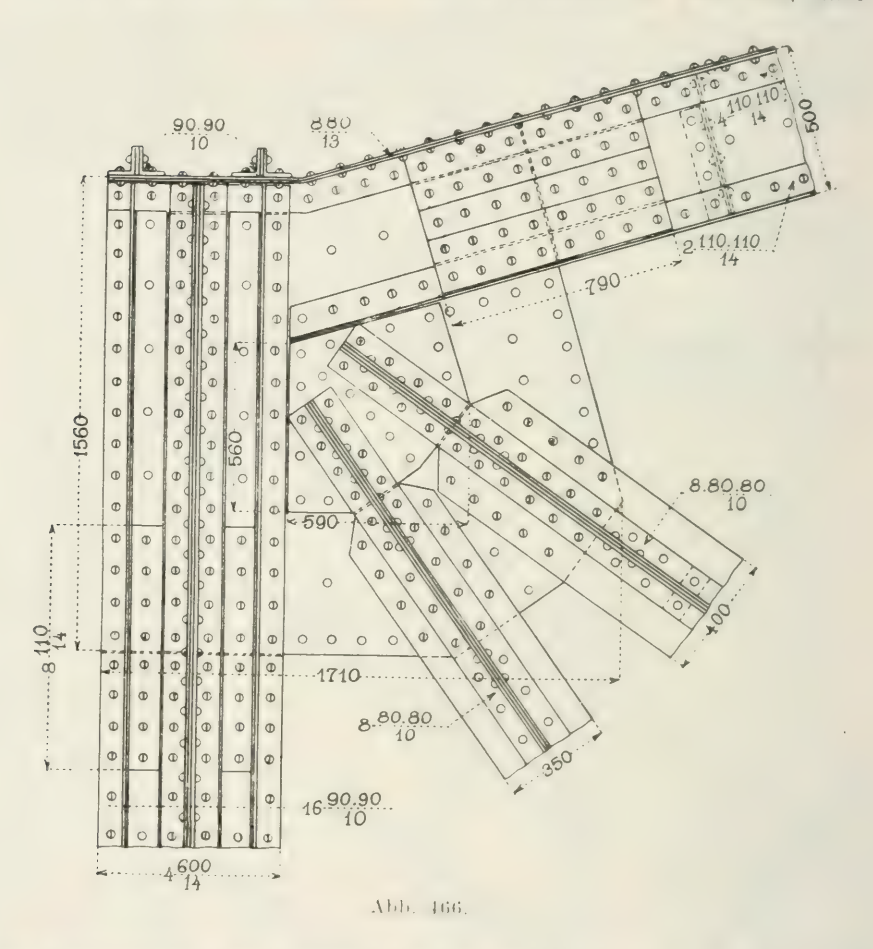
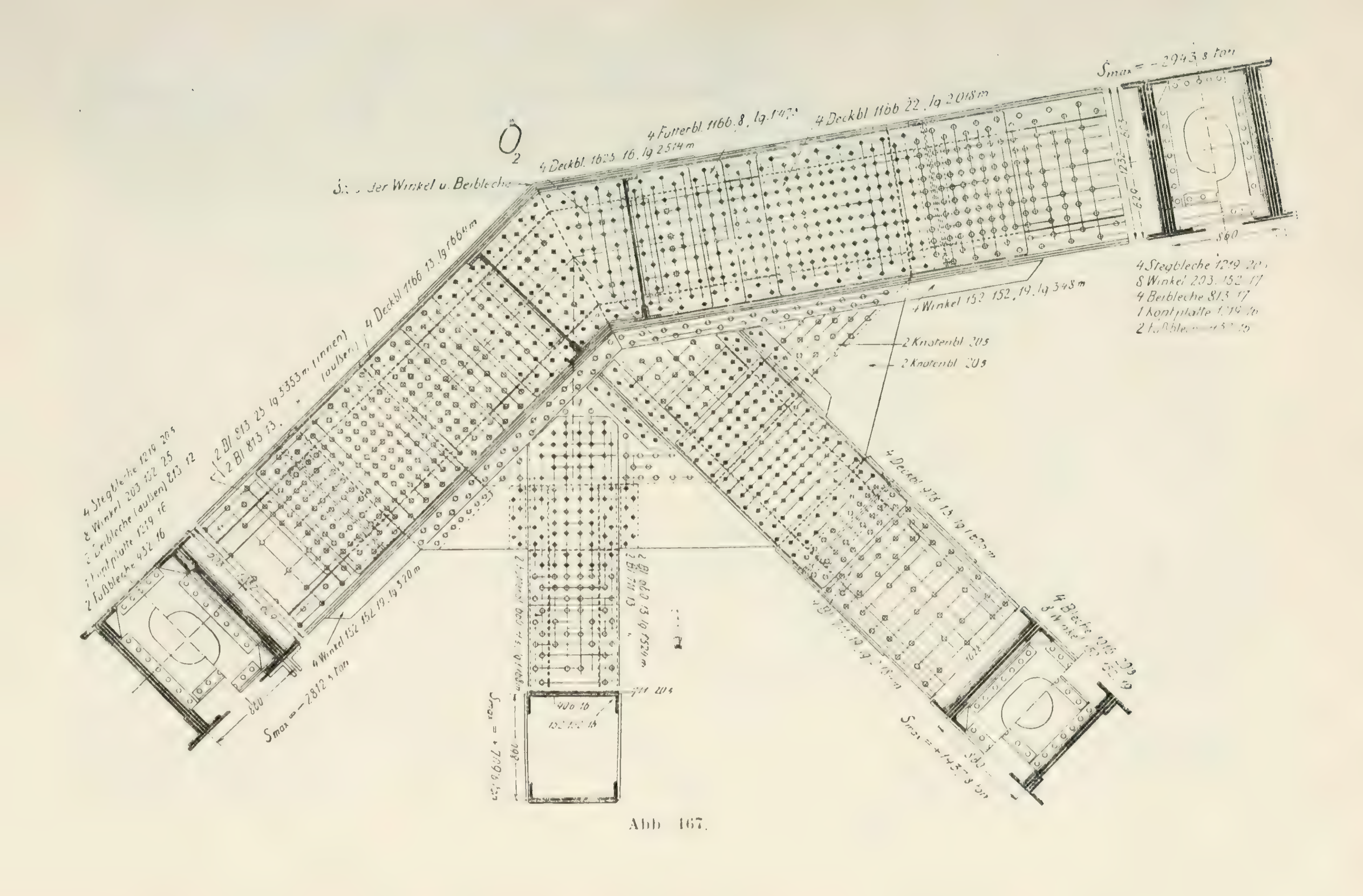


Abb. 466.

den Knotenpunkt hinausgeführt. Die Stegbleche sind an das Knotenblech durch beiderseitige Laschen angeschlossen, die über die ganze Gurthöhe reichen, im linken Stoße (Montage-Stoß) unmittelbar auf den gestoßenen Stegblechen, im rechten Stoße (Werkstattstoß) aber über den äußeren Verstärkungsblechen des Stegbleches liegen. Wegen dieser indirekten Deckung sind die Nietzahl und Laschenlänge beim rechten Stoße vergrößert. Stoß und Deckung der wagrechten Gurtplatten sind aus dem Grundrißplan (Abb. 465 *a*) zu ersehen. Der



O_2
4 Deckbl. 1166 22. lg 2.018 m
4 Deckbl. 1166 13. lg 1.664 m
4 Winkel 152 152. 19. lg 3.48 m
2 Knotenbl. 20.5
4 Stegbleche 1219. 20.5
4 Winkel 152 152. 19. lg 5.20 m
2 Bl 813 13.

Abb. 167.

Querschnitt der schrägen Ausfachungsstäbe ist gleich jenem der Gurte gebildet und stoßen auch hier die doppelten Stegbleche unmittelbar an das Knotenblech, mit dem sie bündig liegen und durch beiderseitige, über den Winkeln und Beiblechen liegende Laschenbleche verbunden sind, während die Winkel und Beibleche über das Knotenblech geführt und an dieses unmittelbar, erstere auch noch mittels Hilfswinkel, angeschlossen sind.

Bemerkenswert ist der kräftige Querverband der geteilten Stäbe durch eine Vergitterung aus ⊔-Eisen, die innenseitig an die Randwinkel der Stäbe genietet sind. An den Knotenpunkten ist die Vergitterung durch breite Bindebleche ersetzt.

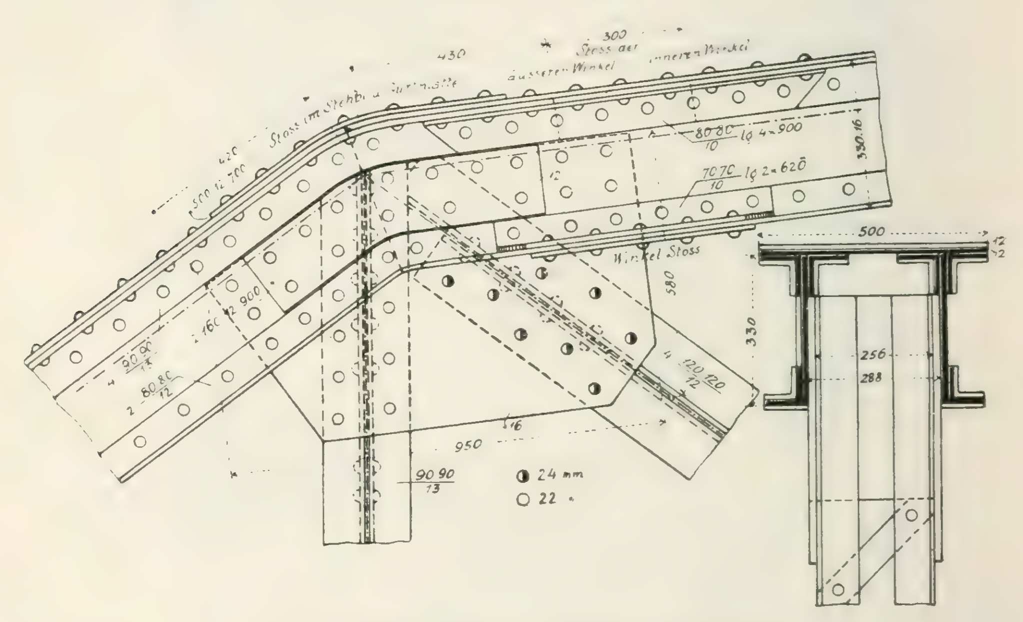


Abb. 468. Erzherzog Ludwig-Viktorbrücke in Salzburg.

Für die Ausbildung der Endknotenpunkte sind in den Abb. 466 bis 477 einige Beispiele gegeben. Abb. 466 zeigt den oberen Eckknoten des Trägers der Abb. 422, wo nebst dem Endständer die beiden Schrägstäbe der doppelten Ausfachung anschließen. Die Verbindung ist übereinstimmend mit jener in den übrigen Knotenpunkten (Abb. 461) mittels doppelter, an Stelle der Stegbleche der Gurte und Ständer eingesetzte Knotenbleche bewerkstelligt, die hier allerdings ziemlich groß werden. Die Schwerachsen sämtlicher Stäbe sind in richtiger Weise in einen Punkt zusammengeführt. Bei älteren Brücken mit zweifachem Strebenanschluß findet man häufig die Strebenachsen verschoben, um die Knotenbleche kleiner zu erhalten oder ganz zu

ersparen; es ist aber ein solcher exzentrischer Anschluß, der große Nebenspannungen zur Folge hat, zu vermeiden. Den Endständer läßt man bis zum oberen Rande der Gurtung reichen und biegt bei schräg anlaufendem Obergurt dessen obere Winkel und Deckplatten horizontal ab, wenn durch eine obere Querverbindung ein portalförmiger Abschluß ausgeführt werden soll.

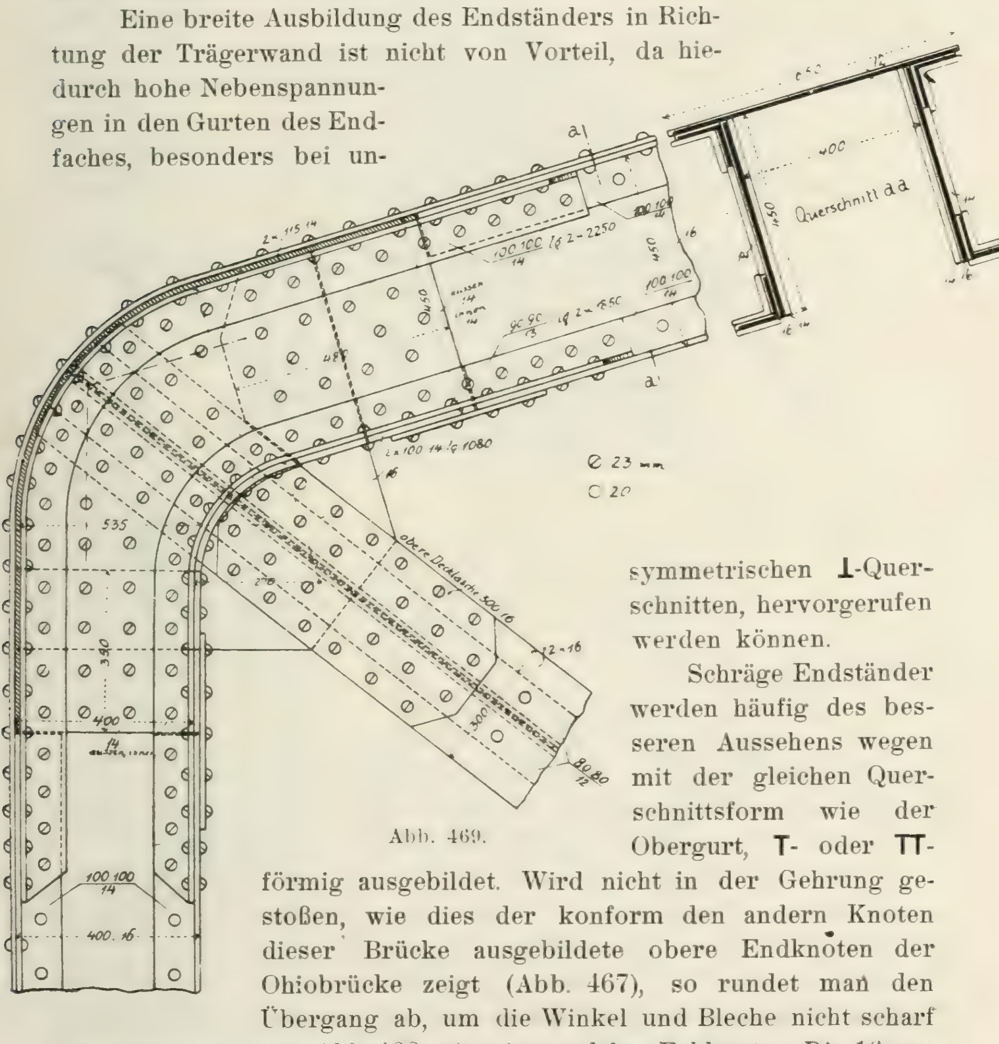


Abb. 469.

Eine breite Ausbildung des Endständers in Richtung der Trägerwand ist nicht von Vorteil, da hiedurch hohe Nebenspannungen in den Gurten des Endfaches, besonders bei unsymmetrischen ⊥-Querschnitten, hervorgerufen werden können.

Schräge Endständer werden häufig des besseren Aussehens wegen mit der gleichen Querschnittsform wie der Obergurt, T- oder TT-förmig ausgebildet. Wird nicht in der Gehrung gestoßen, wie dies der konform den andern Knoten dieser Brücke ausgebildete obere Endknoten der Ohiobrücke zeigt (Abb. 467), so rundet man den Übergang ab, um die Winkel und Bleche nicht scharf abbiegen zu müssen. Abb. 468 zeigt einen solchen Eckknoten. Die 16 *mm* starken Stegbleche sind ohne Biegung in der Gehrung gestoßen und durch die gleich starken Knotenbleche, sowie durch äußere Laschen gedeckt. Die Winkeleisen haben ihren Stoß unmittelbar neben dem Knotenpunkt, und zwar sind die Stöße der oberen Winkel versetzt und durch innere und äußere Stoßdeckwinkel gedeckt; im Stoße der

unteren Winkel sind zur Deckung Deckwinkel und Flacheisen verwendet. Auch die Gurtplatte ist am Knotenpunkte gestoßen und durch ein Deckblech ersetzt. Das Knotenblech ist hier allerdings nicht in der ganzen Höhe der Gurtung angeschlossen, was, wie oben bemerkt wurde, eine etwas exzentrische Spannungseintragung zur Folge hat. Um diese zu vermeiden, hätte man die Knotenbleche bis an die Gurtplatte reichen lassen, die inneren Gurtwinkel unterbrechen und durch darüber gelegte Winkel ersetzen müssen oder es wäre das Knotenblech an Stelle des Stegblechs einzufügen und mit ihm unter voller Deckung zu verlaschen gewesen.

Man hat diese abgerundeten Eckknoten in einigen Fällen auch bei senkrechten Endständern, die in diesem Falle einen ╥╥-Querschnitt

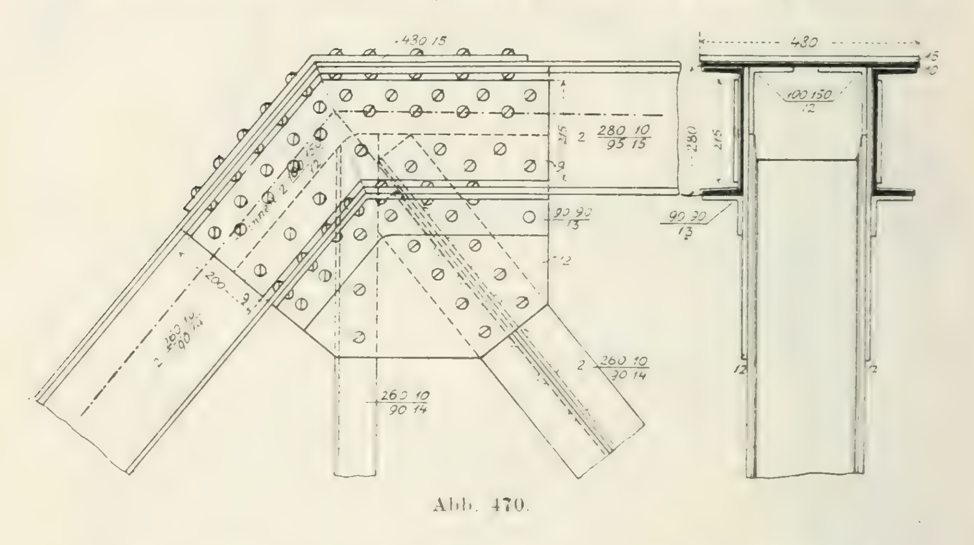


Abb. 470.

erhalten, ausgeführt, wie dies Abb. 469 zeigt, und zwar bei Halbparabelträgern mit niedriger Endhöhe, die die Anordnung eines Portalrahmens ausschließt. (Brücken am Rhein-Herne-Kanal.)

Bei der Eckausbildung nach Abb. 470 (zu dem Träger Abb. 401 gehörig) unter Verwendung von]-Eisen für den Gurt und die schrägen Endständer ist eine scharfe Abbiegung der Gurtplatten und der zur Verbindung dienenden Winkel erforderlich, worunter das Material leicht leidet. Der Stoß der]-Eisen ist durch die Knotenbleche, durch äußere Laschenbleche und durch zwei Winkeleisenpaare, die scharf geknickt sind, gedeckt. Besser ist es in solchen Fällen, den Obergurt über den Knotenpunkt zu verlängern und den schrägen Endständer in gleicher Weise wie einen Wandstab anzuschließen. Erhält derselbe ein oberes Deckblech, so wird dieses vor dem Knotenpunkte senkrecht zum Gurt abgebogen und damit dessen Kastenquer-

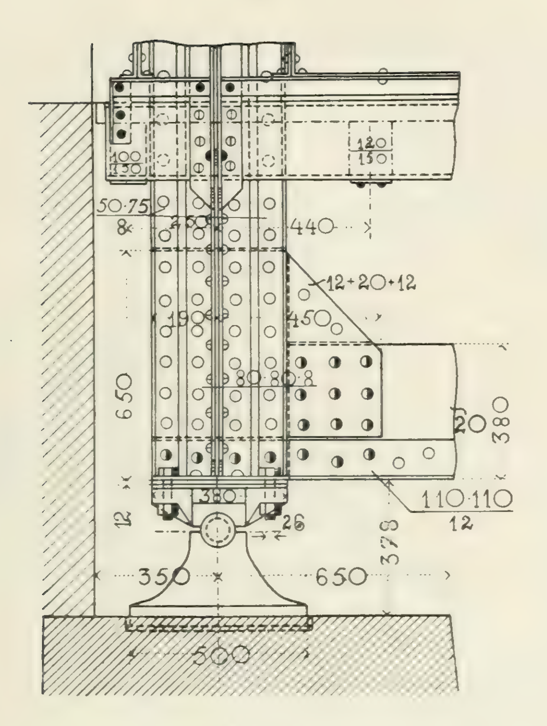


Abb. 471.

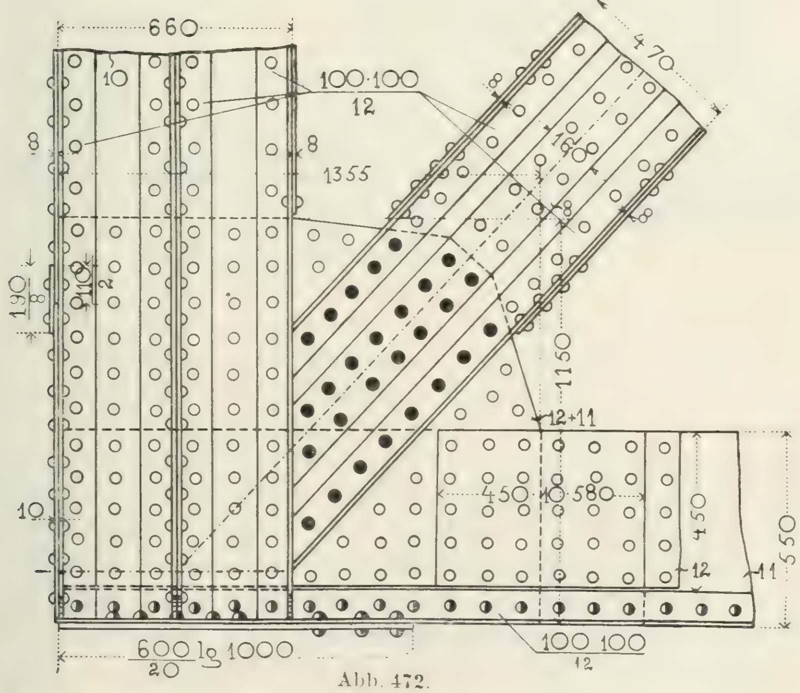


Abb. 472.

schnitt abgeschlossen. Die Kraft dieses Bleches ist vor der Abbiegung durch innen angenietete Hilfswinkel aufzunehmen und an das Knotenblech abzugeben.

Für größere Träger mit schrägen Endständern empfiehlt sich für diese ein symmetrischer Strebenquerschnitt, besonders dann, wenn sie auch Ständer eines schiefen Endportales sind, das dann in richtiger Weise in die Schwerachse der Endstreben gelegt werden kann.

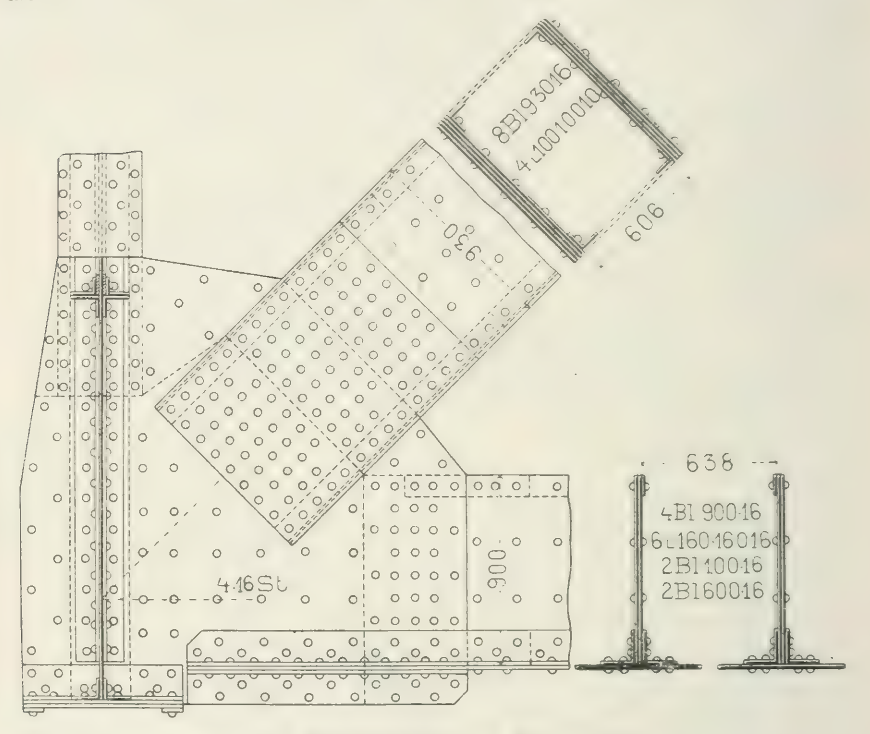


Abb. 473. Weichselbrücke bei Marienwerder.

Der untere Endknoten über dem Auflager des Trägers gestaltet sich bei senkrechtem Endständer einfach, namentlich für Ständerfachwerk, wo von diesem Knotenpunkt keine schiefe Strebe ausgeht und der Untergurtstab spannungslos ist. Es handelt sich nur darum, daß die Ständerkraft an das Lager abgegeben wird. Man könnte hiezu den Endständer unmittelbar mit bearbeiteten Flächen auf das Lager stellen und hätte den Untergurt bloß mit einigen Nieten anzuschließen. Gewöhnlich wird aber der Untergurt durchgeführt und es erfolgt die Lagerung auf der Bodenplatte des Untergurtes. Obwohl man in diesem Falle den Ständer auch möglichst bis an diese Bodenplatte herabführt, rechnet man nicht mit einem unmittelbaren

Aufstehen, sondern nimmt die ganze Ständerkraft durch dessen Anschlußnieten auf. Dies erfordert in der Regel die Anordnung eines Knotenbleches (Abb. 471). Geht von dem Endknotenpunkt auch eine schiefe Strebe aus, so erfolgt dessen Ausbildung nach den gleichen Grundsätzen, wie bei allen anderen Knotenpunkten (Abb. 472, 473).

Dies gilt auch für schiefe Endständer, die mit Strebenquerschnitt ausgeführt sind (Abb. 474). Die Strebe kann hier bis über das Auf-

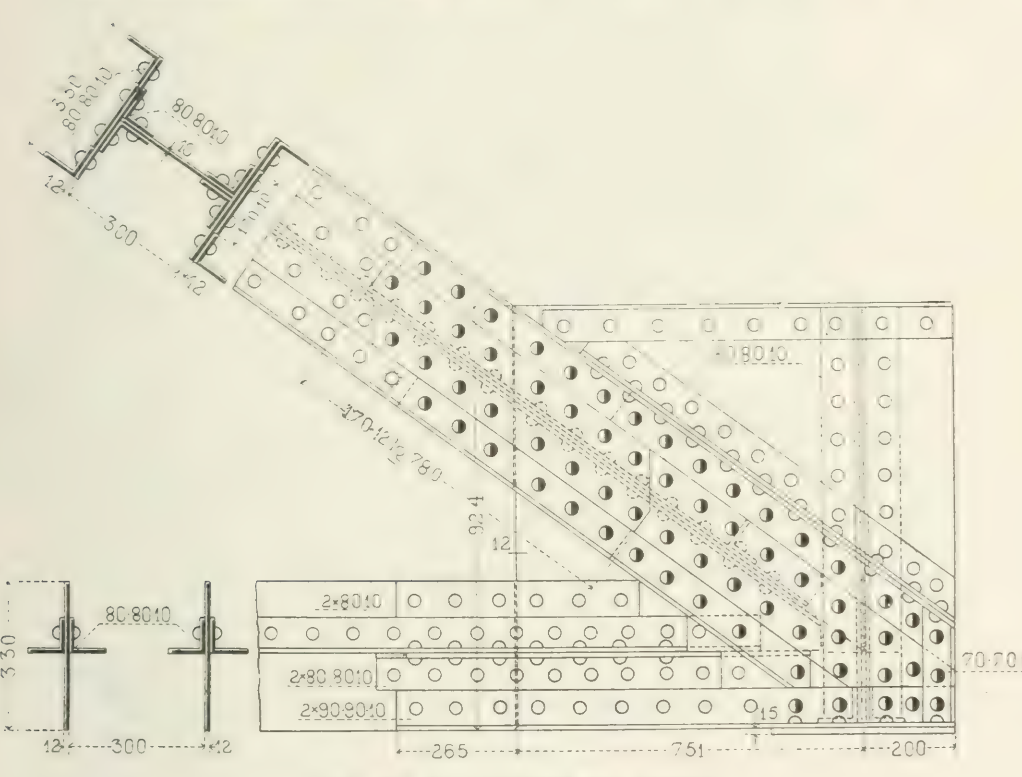


Abb. 474. Salzachbrücke bei Lauffen.

lager verlängert und das Knotenblech so hoch gehalten werden, als es der Anschluß des Endquerträgers erfordert. Über dem Auflager ist eine senkrechte Steife, bei doppelwandigen Trägern ein Quersteg in der Höhe des Querträgeranschlusses anzubringen. Endigt die Strebe vor dem Auflager, so muß dem Knotenblech die erforderliche Stärke und Querschnittsfläche gegeben werden, um den Strebendruck aufzunehmen und an das Lager abzugeben.

Schräge Endständer mit T- oder TT-förmigen Gurtquerschnitt können in der gleichen Weise angeschlossen werden, wobei die Kopfplatten nach den Knotenblechen geschlitzt und bei doppelstegigen

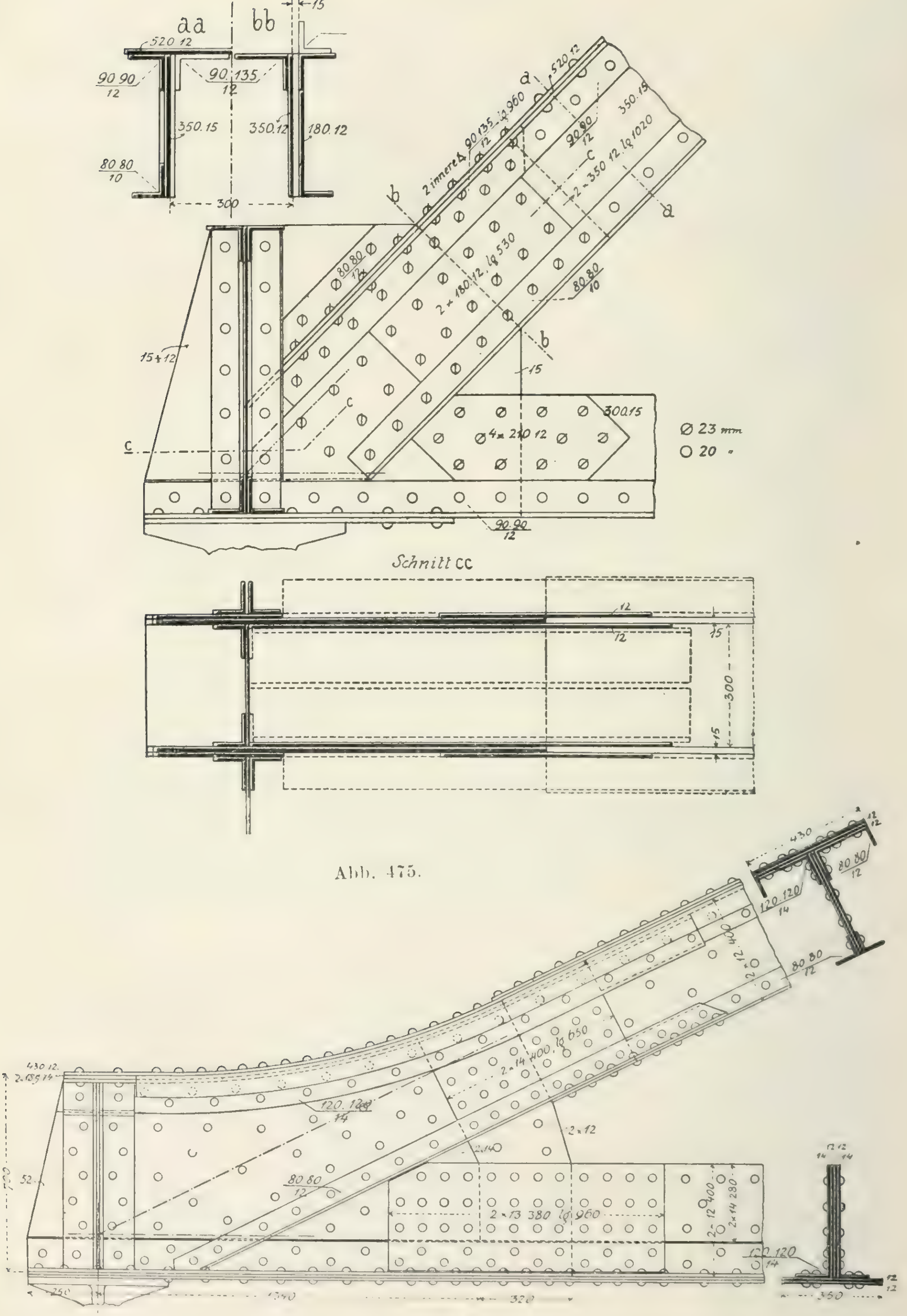


Abb. 475.

Abb. 476.

Profilen durch innere Winkel mit den Knotenblechen verbunden werden, wenn man es der einfacheren Ausführung wegen nicht vorzieht, die Kopfplatten an den Knotenblechen endigen zu lassen und ihren Querschnitt im Knotenpunktanschlusse durch Winkel oder in anderer Weise zu ersetzen (Abb. 475). Eine horizontale Abbiegung der Kopfplatten sollte nur mit entsprechender Ausrundung, keinesfalls mit scharfer Knickung ausgeführt und daher auf flach geneigte Endstäbe beschränkt werden. Man findet daher diese Ausbildung der Endknoten vornehmlich bei Parabel- oder ähnlichen Vieleckträgern mit spitzwinklig zusammengeführten Gurtungen (Abb. 476). Bei Trägern, deren Gurte sich im Auflager unter einem weniger spitzen Winkel vereinigen (Schwedlerträger, Ellipsenträger), kann die Auflagerung auch nach Abb. 477 mit dem senkrecht abgebogenen Obergurt erfolgen. Der Schnittpunkt der Gurtstabachsen soll aber in jedem Falle über die Mitte des Auflagers gelegt werden.

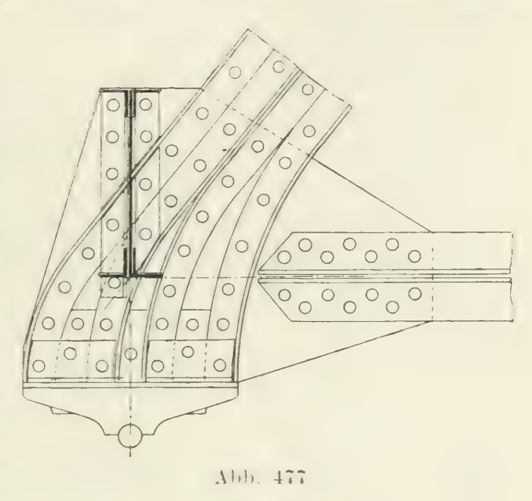


Abb. 477

§ 33. Stoßlage und Stoßdeckungen in den Gurtungen, Materialverteilungsplan.

Bei der Austeilung der Stöße in den Gurtungen geht man zweckmäßig von dem Gesichtspunkte aus, durch Fertigstellung größerer Stücke in der Werkstätte die Nietarbeit auf der Baustelle tunlichst zu beschränken. Es wird dies durch ein Zusammenlegen der Stöße in den das Stück zusammensetzenden Teilen, das ist durch gruppierte oder sogenannte Montagestöße ermöglicht. Man wird dabei trachten, die normale Länge der Walzstücke (8 bis 12 *m*) möglichst auszunutzen, anderseits auf die Möglichkeit eines leichten Zusammenbaues an der Baustelle, wozu bei schweren Stücken entsprechende Hebezeuge und Versetzkrahne zur Verfügung stehen müssen, Rücksicht nehmen. Die Stöße verlegt man meist an die Knotenpunkte oder in deren Nähe. Bei Vieleckgurten sind die Stegbleche an jedem Knoten-

punkte zu stoßen, da sonst der Knick im Bleche durch Biegen auf die hohe Kante in warmem Zustande oder durch Herausschneiden aus einem breiteren Bleche hergestellt werden müßte, was allenfalls nur bei sehr stumpfem Winkel angängig, immer aber eine teuere Bearbeitung ist. Überdies bedingt häufig auch schon die Knotenpunktsausbildung durch Einschaltung von Knotenblechen eine Unterbrechung des Gurtstehbleches.

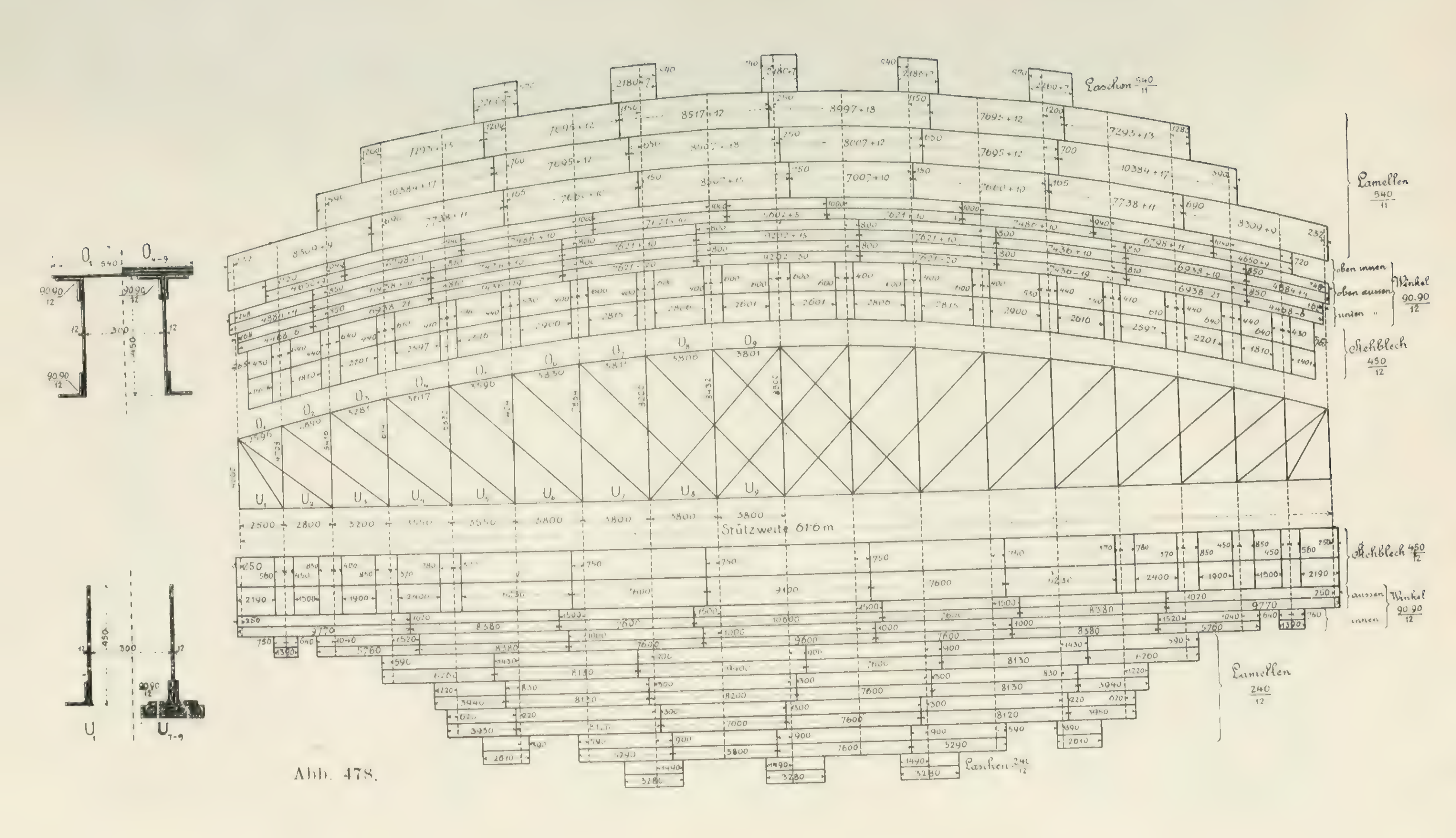
Bei Knotenweiten bis etwa 5 *m* können dann die Stöße in den übrigen Gurtteilen, Winkel und Gurtblechen, an jeden zweiten Knotenpunkt gelegt und mit dem Stegblechstoß zu einem durchgehenden Montagestoß vereinigt werden. Die Zwischenstöße in den Stehblechen werden dabei schon in der Werkstatt vernietet.

Für die gewöhnlichen Ausführungen wird auch bei größeren Brücken in den einzelnen Stücken das Gewicht von 6 bis 8 *t* nicht überschritten. Bei sehr großen Brücken (Sciotoville-Brücke, Quebec-Brücke, Hellgate-Brücke u. a.) sind aber auch Stücke von 80 und 100 *t* Gewicht in der Werkstätte fertig genietet und auf der Baustelle zusammengebaut worden.

Um nicht zu schwere Stücke zu erhalten, hat man sich aber auch darauf beschränkt, nur die Stegbleche und Winkel in der Werkstätte zu fertigen Stücken von größerer Länge zu verbinden, während die Gurtplatten erst auf der Baustelle aufgenietet werden. Es brauchen dann deren Stöße nicht an die Knotenpunkte verlegt zu werden, doch wird man sie immer so gruppieren, daß sie durch gemeinsame Stoßplatten gedeckt werden können.

Die Stoßausteilung ist durch die sogenannte Materialverteilung oder das Stoßschema der Gurtungen graphisch darzustellen. Abb. 478 gibt hiefür ein Beispiel. Man trägt über den Netzlinien der Gurtung die Querschnittsflächen der einzelnen Gurtteile als senkrechte Höhen (nach einem entsprechend gewählten Flächenmaßstab) an, erhält sonach diese Gurtteile durch parallele, übereinander liegende Streifen dargestellt, in denen man die Lage der Stöße gegen die Knotenpunkte des Netzes einträgt. Jedem einzelnen Stücke wird seine genaue Länge eingeschrieben und jeder Querschnittsteil wird deutlich bezeichnet. Die auf die wagrechten Gurtplatten genieteten Stoßdeckbleche werden ebenfalls mit ihren Längen und Querschnittsflächen eingetragen. Sämtliche Längen sind auf Millimeter genau anzugeben und aus den gerechneten Netzlängen der Gurtstäbe und der Nietteilung zu bestimmen. Hiezu ist die vorhergehende Austragung der Knotenpunkte und der Stoßdeckungen erforderlich.

Hinsichtlich der Stoßdeckungen im allgemeinen kann auf § 10



Laschen 540/11
Lamellen 540/11
oben innen
oben aussen
unten
Winkel 90.90/12
Stehblech 450/12
Stützweite 61·6 m
Stehblech 450/12
aussen
innen
Winkel 90.90/12
Lamellen 240/12
Laschen 240/12

Abb. 478.

verwiesen werden. Im besonderen wäre auf folgende Grundsätze aufmerksam zu machen:

1. Die Schwerlinie der Gurtung soll am Stoße womöglich keine Verschiebung erfahren, besonders keine solche aus der Achsenebene des Trägers. Symmetrisch liegende Gurtteile sind daher an derselben Stelle zu stoßen.

2. Die Decklaschen der Stehbleche sollen womöglich über dessen ganzen Breite reichen (Abb. 448, 465) oder wenn dies nicht der Fall ist, sollen noch besondere Decklaschen auf die Winkelschenkel genietet werden (Abb. 460, 461).

3. Bei Anwendung von Stoßdeckwinkel zur Deckung der Stöße in den Winkeleisen ist die Bildung von Wasserrinnen durch die vortretenden Ränder der Deckwinkel zu vermeiden.

4. Die Stöße in den Gurtplatten sind durch oben aufgenietete Decklaschen, bei doppelstegigen Gurten wenn möglich auch durch unterseitige Decklaschen zu decken. Man legt diese Stöße zusammen, d. h. man versetzt sie in den übereinander liegenden Platten so weit, daß zwischen je zwei Stößen die für die Deckung einer Platte erforderliche Nietzahl Platz findet (Abb. 448). Die gemeinsame Decklasche muß dabei natürlich dem Querschnitte der stärksten gestoßenen Platte entsprechen. Man berücksichtige dabei die für die indirekte Stoßdeckung auf S. 100 gegebenen Regeln.

Gurtteile, die an einem Knotenpunkte endigen, sind, wenn der Gurtstab, dessen Verstärkung sie bilden, voll beansprucht wird, schon vor dem Knotenpunkte durch die, ihrer Querschnittsfläche entsprechende Nietanzahl anzuschließen. Über diese Endigung hinaus können Gurtplatten zur Deckung der Stöße in den darunter liegenden Lamellen verwendet werden.

Bezüglich der Berechnung der Nietanzahl n für die Stoßdeckungen ist auf § 11 zu verweisen. Man rechnet sie entweder aus der Querschnittsfläche des gestoßenen Stabteils oder aus der auf ihn entfallenden Spannung. Ist F_1 die nutzbare Querschnittsfläche, δ die Dicke des gestoßenen Teils, f der Querschnitt eines Nietes vom Durchmesser d, so ist unter Annahme: Scherfestigkeit $= \frac{4}{5}$ und Leibungsdruck $= \frac{9}{5}$ der zulässigen Zug- oder Druckinanspruchnahme, für einschnittige Nieten

$$n f = \frac{5}{4} F_1$$

für doppelschnittige Nieten

$$n d \delta = \frac{5}{9} F_1 .$$

Ist der Gurtstab nicht voll beansprucht, so rechne man die Nietzahl aus der Stabkraft. Diese sei S für den Stab vom Nutzquerschnitt F, sohin für den gestoßenen Teil $S\frac{F_1}{F}$ und es rechnet sich bei der Tragkraft P eines Nietes (siehe Tabelle S. 86) die Zahl n der Nieten aus

$$P\,n = S\,\frac{F_1}{F}.$$

Die Nietentfernung kann, um kurze Laschenlänge zu erhalten, am Stoße bis auf 3 d verringert werden.

Beispiele der Anordnung von durchgehenden oder Montagestößen geben die Abb. 448, 454, 455, 460, 465, 467.

§ 34. Die Auflager der Balkenträger.

Die Lagerkonstruktionen, mit denen die Hauptträger eines Brückenüberbaues auf den Pfeilern oder Widerlagern aufliegen, haben deren lotrechte und wagrechte Kräfte auf die festen Stützen unter Einhaltung der zulässigen Materialbeanspruchung und mit Vermeidung unbeabsichtigter Unbestimmtheiten in der Kräftewirkung zu übertragen. Sie haben demgemäß mehrfache Anforderungen zu erfüllen.

1. Verteilung des Auflagerdruckes auf eine genügend große Fläche des Pfeilermauerwerks. Letzteres wird besonders bei Eisenbahnbrücken durch die Stoßwirkungen der bewegten Last an den Auflagern leicht aus dem Verband gerüttelt und es würde das gewöhnliche Mauerwerk nur eine geringe Flächenbelastung zulassen, daher sehr große Lagerplatten erfordern. Man ordnet deshalb unter den eisernen Lagerkörpern entsprechend große Auflagsquader aus festem Stein (Granit) oder, wo die Steinbeschaffung schwieriger ist, aus Beton, neuestens auch aus bewehrtem Beton an. Die Größe dieser Quader wäre bei der Stützweite l in Meter etwa mit 0·025 l in m^3 anzunehmen. Bei kleineren Stützweiten hat sich auch eine über den ganzen Pfeiler oder Widerlagerkopf reichende kräftige Betonplatte gut bewährt.

Das satte Aufliegen der eisernen Lagerplatten auf den Auflagssteinen erzielt man bei kleinen Lagern durch Untergießen mit dünnflüssigem Zementmörtel, zu welchem Zwecke die Lagerplatte auf kleine 1 bis 2 cm starke Keile gesetzt und gut ausgerichtet wird. Hierauf umgibt man sie mit einem die Fuge abschließenden Lehmdamme und preßt den Zementmörtel unter Überdruck ein. Anstatt des Zementmörtels wird auch ein, Lavaoid benanntes, Vergußmittel

verwendet. Große Platten sind aber schwer satt zu untergießen; diese versetzt man besser auf Bleiunterlagen, und zwar gibt man entweder eine 10 *mm* starke Bleiplatte unmittelbar auf die eben bearbeitete Steinfläche oder man ebnet die Oberfläche zunächst mit einer glatt abgestrichenen Mörtelschichte und legt darauf bloß eine 2 bis 3 *mm* starke Bleiplatte. Hat das Lager an der Unterseite Rippen, so sind diese in die dafür hergestellten Vertiefungen in dünnflüssigem Mörtel zu versetzen.

2. Festlegung der Angriffsstelle des Stützendruckes und Ermöglichung einer Drehung des Trägers um seinen Auflagerpunkt, wie es der Voraussetzung seiner freien Auflagerung entspricht. Diese Anforderung wird durch die sogenanten Kipplager erfüllt. Flächenlager, bei denen der Stützendruck eine wechselnde, unbestimmte Lage einnehmen und bei einer Durchbiegung des Trägers stark an die innere Lagerkante rücken kann, werden jetzt vermieden und wird ihre Anwendung nur auf ganz kleine Stützweiten beschränkt.

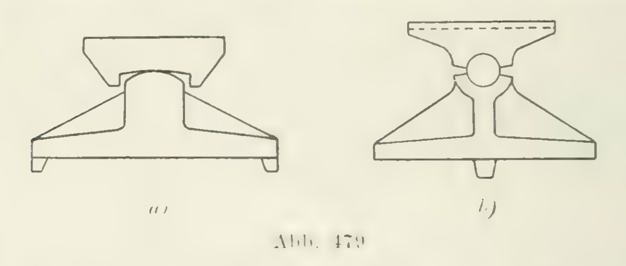


Abb. 479.

Die Kipplager ermöglichen eine Drehung gewöhnlich nur in der Ebene des Trägers. Der Stützkörper ist dann ein zur Trägerebene senkrecht stehender Zylinder, auf den der Träger entweder mit einer ebenen oder ebenfalls zylindrischen Fläche von größerem Krümmungshalbmesser aufliegt (Wälzungskipplager, Tangentialkipplager, Linienkipplager Abb. 479 *a*), oder den er mit einer konzentrischen Schale umgreift (Zapfenkipplager Abb. 479 *b*). Soll aber auch eine Drehung senkrecht zur Trägerebene möglich gemacht werden, so ist der Stützkörper mit einer sphärischen Fläche (Kugelkalotte) und das Lager als Punktkipplager (Abb. 480 *a*) oder als Kugelzapfenkipplager (Abb. 480 *b*) auszubilden. Anstatt dessen hat man wohl auch zwei, zueinander rechtwinklig stehende Zylinderkipplager übereinander angeordnet.

3. Dort, wo das in der Rechnung vorausgesetzte statische Verhalten des Tragwerks es erfordert, d. i. bei Balkenträgern, sind solche Lager anzuordnen, welche Verschiebungen des Tragwerks in seinem Stützpunkte zulassen. Man unterscheidet demnach feste,

unverschiebliche Lager und **bewegliche** oder verschiebliche Lager. Ein Balkenträger erhält nur ein festes und im übrigen nach seiner Längsachse bewegliche Lager. Bei einer Balkenbrücke ist gewöhnlich

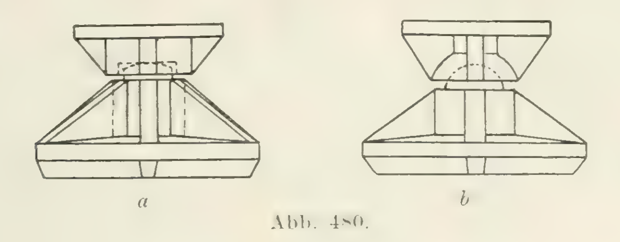


Abb. 480.

jeder Träger in dieser Art gelagert (Abb. 481). Ist die Brücke aber so breit, daß auch die Querdilatation in Betracht zu ziehen ist, so darf nur ein Träger (bei A, Abb. 482) ein festes Lager erhalten, das gegenüberstehende Lager C des zweiten Trägers ist nach der Querrichtung verschieblich zu machen. Am anderen Ende ist der Träger I in B längsverschieblich, der Träger II in D dagegen nach der Richtung $A\,D$ verschieblich zu lagern. Man ordnet in D aber besser ein nach doppelter Richtung, längs und quer, oder ein allseitig verschiebliches Lager an. Faßt man auch die Beanspruchung des Tragwerks durch die wagrechten Winddruckkräfte ins Auge, so müßten zur Erzielung statisch bestimmter Auflagerung sowohl in D wie auch in C allseitig verschiebliche Lager, die keine Kraft in der wagrechten Ebene aufnehmen können, ausgeführt werden (Abb. 483). Gewöhnlich wird aber hievon abgesehen.

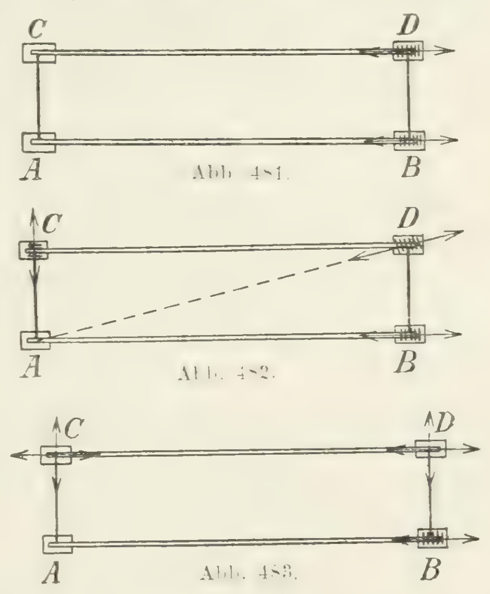


Abb. 481.

Abb. 482.

Abb. 483.

A. Feste Lager.

Abb. 484 zeigt ein Flächenlager für einen Träger von 5 bis 6 m Stützweite. Es besteht aus einer 40 bis 50 mm starken Gußeisenplatte, auf deren eben gehobelter Fläche der Träger unmittelbar mit

seinen Flanschen aufliegt. Blechträger erhalten im Auflager eine an die Gurtwinkel genietete stärkere Blechplatte mit an der Unterseite versenkten Nietköpfen. Der Lagerplatte gibt man seitliche Randrippen, die eine Querverschiebung des Trägers verhindern. Zur Festhaltung des Trägers nach der Längsrichtung im festen Lager kann entweder eine an die Lagerplatte angegossene Endrippe dienen oder, wie in Abb. 452, Ansätze an den seitlichen Rippen, welche in entsprechende Ausschnitte des Trägerflansches passen. Eine an der Unterseite der Platte, entweder an derem Ende oder in der Mitte angebrachte, in den Auflagerstein eingelassene Querrippe, der man etwa $^3/_4$ der Plattenstärke als Höhe gibt, sichert die Platte gegen Verschiebung.

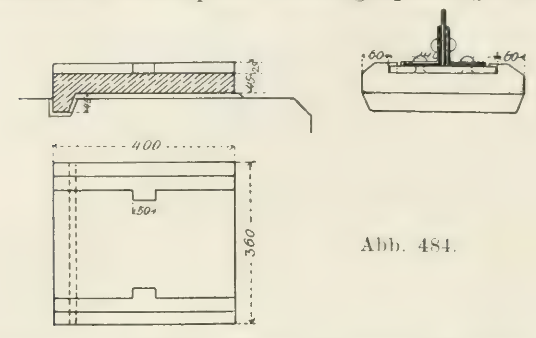


Abb. 484.

Die Breite der Lagerplatte ist durch die Trägergurtbreite bestimmt; ihre Länge wähle man so, daß sich ein zulässiger Druck auf den Auflagerstein (für kleine Lager 20 bis 25 *kg/cm*²) ergibt. Für Stützweiten L (in *m*) bis zu 6 *m* entspricht etwa die Formel: Plattenlänge l (in *cm*) $= 10 + 5\,L$.

Bei Stützweiten über 6 *m* bis etwa 20 *m* wird das vorstehend beschriebene Flächenlager zu einem Kipplager ausgebildet in der Art, daß man die obere Fläche der Lagerplatte nicht eben, sondern flach gewölbt macht. Die Abb. 99, 100, 343, 344 und 485 geben dafür Beispiele. Die Stärke des aus Gußeisen oder Flußstahlguß hergestellten Lagerkörpers ist aus seiner Biegungsbeanspruchung zu rechnen. Bezeichnet A den Auflagerdruck in *t*,

$\lambda = l : b$ das Verhältnis von Länge zur Breite des Lagerkörpers,
h dessen Stärke in der Mitte bei massiver Ausführung in *cm*,
s die zulässige Biegungsbeanspruchung (bei Stahlguß $= 1\ t/cm^2$, bei Gußeisen $0{\cdot}25\ t/cm^2$);

so ergibt sich aus $\frac{1}{8} A\, l = \frac{1}{6} b\, h^2 s$

$$\left.\begin{array}{ll} \text{für Gußeisen} & h = \sqrt{3\,A\,\lambda} \\ \text{„ Flußstahlguß} & h = \frac{1}{2}\sqrt{3\,A\,\lambda} \end{array}\right\} \quad \ldots \quad 112)$$

Gußeiserne Lagerstühle von größerer Höhe werden mit Aussparungen und Rippen ausgeführt (Abb. 100, 485). Die Bemessung erfolgt dann nach den weiter unten gegebenen Regeln.

Den Krümmungshalbmesser der Stützfläche wähle man nicht unter r (in cm) $= 0{\cdot}5\,A$, mindestens aber $= 10\,cm$.

Als obere Auflagerplatte genügt bei diesen kleineren Lagern eine 20 bis 25 mm starke flußeiserne Platte, die mit versenkten Nieten am Trägerflansch befestigt wird, oder man verwendet eine stärkere, abgesetzte Gußplatte mit Schraubenbefestigung. Die Festhaltung des Trägers nach der Längs- und Querrichtung wird erzielt entweder durch einen in der Mitte des Stützkörpers eingesetzten Dorn von 20 bis 30 mm Durchmesser, der mit zahnförmig verjüngtem Kopfe in die obere Platte eingreift, so daß die Kippbewegung nicht behindert ist, oder durch beiderseitige zahnförmige Ansätze am unteren Lagerkörper, die in entsprechende Ausschnitte der oberen Platte hineinpassen (Abb. 99 und 485).

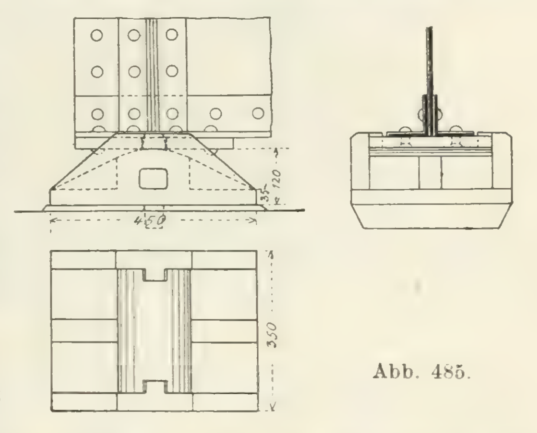


Abb. 485.

Für Stützweiten bis zu etwa 15 bis 20 m genügt diese Lagerkonstruktion als Gleitlager auch für das bewegliche Auflager; der zahnförmige Eingriff ist bei diesen längsverschieblichen Lagern natürlich wegzulassen und ist der Träger nur gegen seitliche Verschiebung zu sichern.

Für Träger mit größeren Stützweiten und großen Auflagerdrücken kommen sowohl Linien- wie auch Zapfenkipplager zur Anwendung. Als Stützkörper dient ein in den Lagerbock eingesetztes oder angegossenes Stahlstück, das bei Zapfen- und Linienkipplagern die Form eines vollen Zylinders oder eines Zylinderabschnittes hat, bei Punkt- und Kugelzapfenkipplagern als Kugelkalotte ausgebildet ist. Der Träger lagert darauf mittels eines Gußstückes, dem oberen Lagerkörper, dessen Stützfläche bei den Zapfenlagern den gleichen Krümmungshalbmesser, bei Tangentiallagern einen etwas größeren Krümmungshalbmesser besitzt als der untere Stützkörper oder eben ist.

Der Lagerbock, der die zur Druckverteilung auf den Auflagerstein erforderliche Grundplattenfläche haben muß und dementsprechend große Abmessungen erhält, wird gewöhnlich als Rippenkörper ausgeführt. Die Abb. 486, 487, 494 und 495 zeigen einige dafür übliche Formen. Das genaue Einrichten des Lagers wird erleichtert,

wenn man den Lagerbock nicht unmittelbar auf den Quader, sondern auf eine starke Gußplatte setzt, auf der er mittels seitlicher Keile nach der Längsachse justiert und festgehalten wird (Abb. 487, 495).

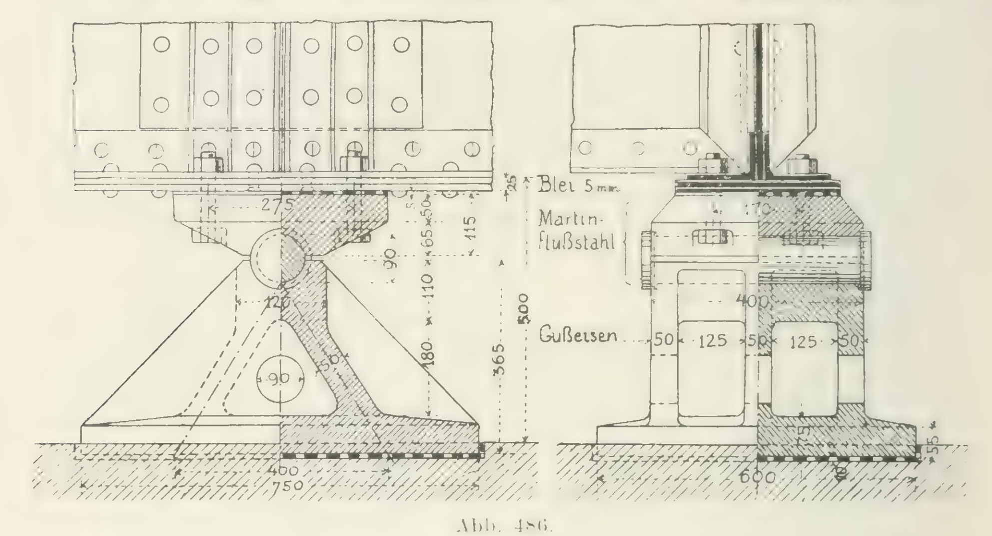


Abb. 486.

Bei den Lagern der statisch unbestimmten Bogenträger und kontinuierlichen Träger ist auch eine Regelung der Höhenlage von

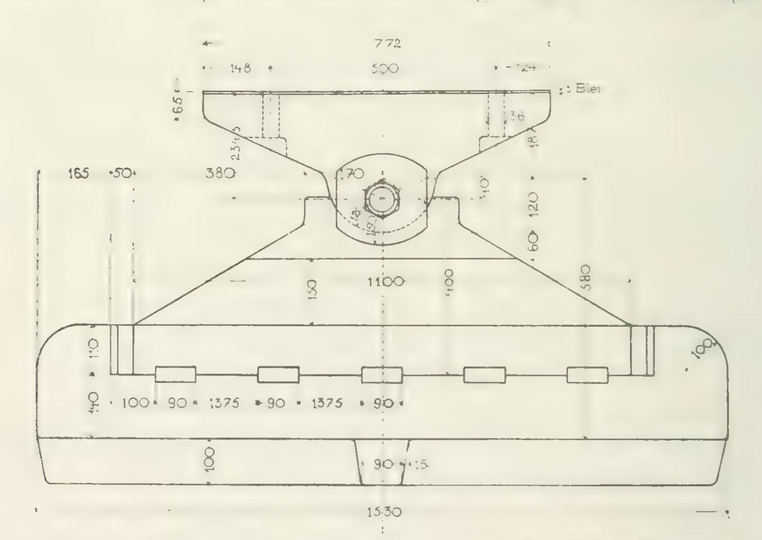


Abb. 487 *a*. Lager einer Eisenbahnbogenbrücke von 110 *m* Stützweite.

Wichtigkeit. Man kann sie durch Stahlkeile bewirken, die zwischen der Grundplatte und dem Lagerbock liegen (Abb. 487) oder durch einen Keil unterhalb des in den Lagerbock eingelegten Stützkörpers.

Bei statisch bestimmt gelagerten Trägern kann diese Höhenregulierung entfallen und auch in anderen Fällen hilft man sich häufig damit, allfällige Höhenunterschiede durch Einlegen von dünnen Blechen zwischen Träger und Lager auszugleichen.

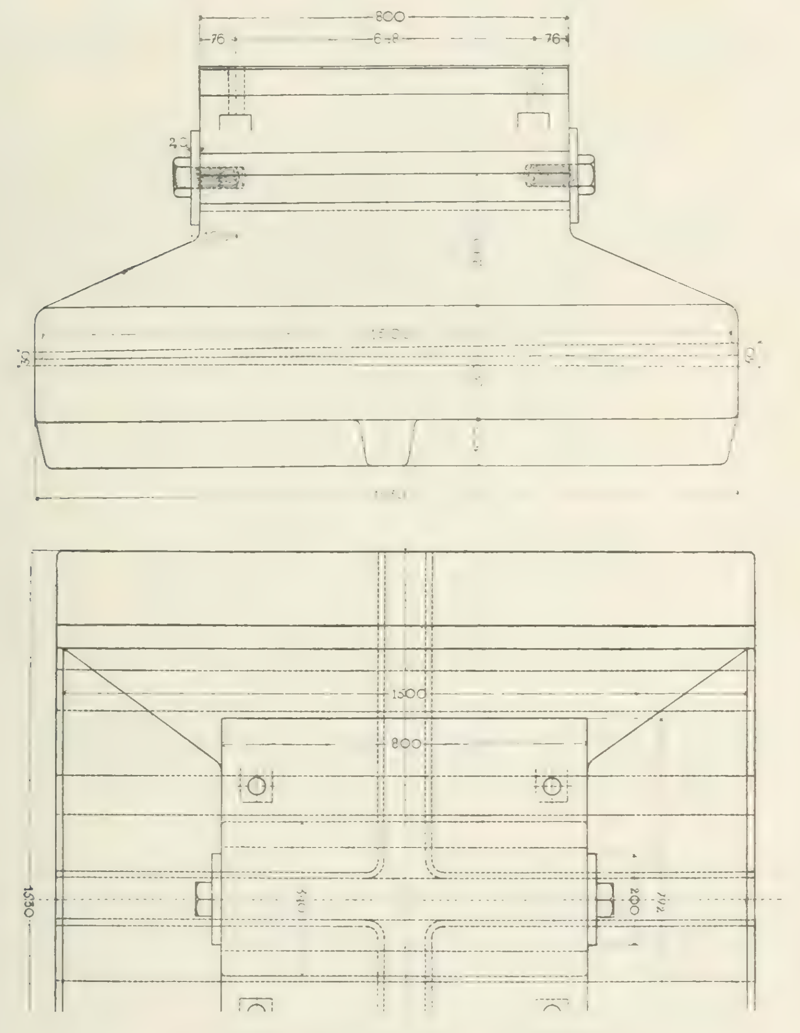


Abb. 487 *b*. Seitenansicht und Grundriß

Der obere Lagerkörper, der geringere Länge und infolgedessen auch geringere Höhe erhält als der untere Lagerbock, wird meist massiv gehalten und mittels Schraubenbolzen am Träger befestigt. Diese haben durch ihren Abscherwiderstand die im festen Lager auftretenden wagrechten Winddruck- und Bremskräfte aufzunehmen. Eine zweckmäßige Verbindung besteht auch darin, daß man das

Lager an seiner Oberseite mit einem etwa 2 *cm* hohen, rechteckigen oder runden Vorsprung versieht, der in den passenden Ausschnitt

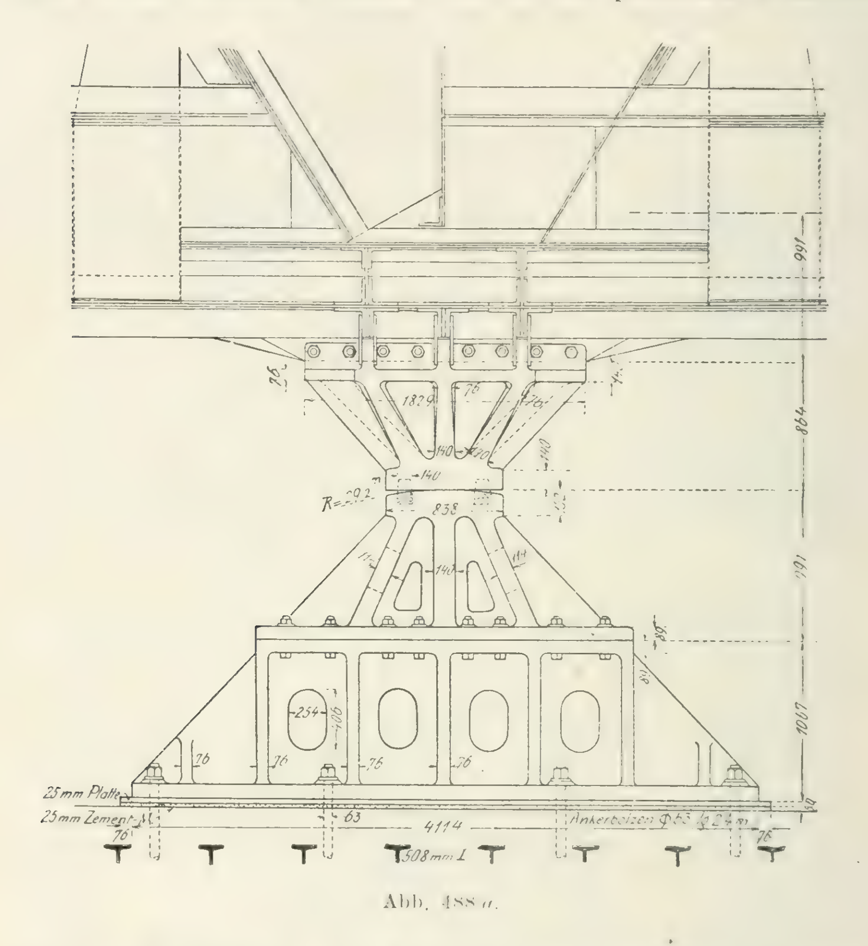


Abb. 488 *a*.

einer an die Unterseite des Trägers versenkt genieteten Flußeisenplatte eingreift.

Man stellt die Lagerkörper aus Gußeisen oder bei größeren Abmessungen besser aus Stahlguß her, durch dessen Anwendung sich die Höhe des Lagers vermindern läßt, was für die Aufnahme der wagrechten Kräfte von Vorteil ist. Für sehr große Lager sind auch genietete Konstruktionen zur Anwendung gekommen oder es werden die Lagerkörper, wie die Abb. 488 zeigt, aus mehreren Stahlgußstücken zusammengesetzt. Das in dieser Abbildung dargestellte Lager zeigt die Auflagerung der Träger der Sciotoville-Brücke (Abb. 464) auf dem Mittelpfeiler. Es hat einen Druck von 7440 *t* aufzunehmen und ist ein Linien-Kipplager mit einer ebenen und

einer zylindrischen Stützfläche von 29·2 *m* Krümmungshalbmesser. Die Verschiebung in den Stützflächen ist durch vier 140 *mm* starke Stahldorne verhindert. Der untere Lagerbock ist aus drei rippen

Abb. 488 *b*.

förmig ausgebildeten Stahlgußstücken zusammengesetzt, die ihm unter Vermittlung einer untergelegten Blechplatte eine Auflagerfläche von 18·2 m^2 geben, so daß der Druck auf den aus mit Walzträgern bewehrten Beton bestehenden Pfeilerkopf rund 40 *kg/cm*^{2} beträgt.

Die Höhe h eines massiven Lagerkörpers von der Grundform der Abb. 489 kann nach den Formeln 112 berechnet werden.

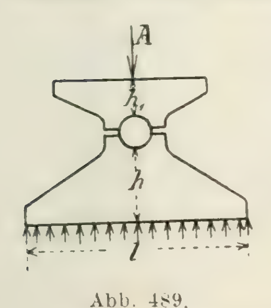


Abb. 489.

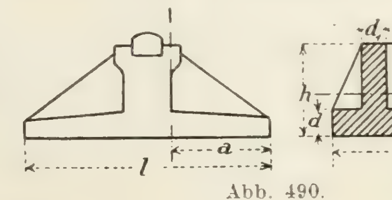


Abb. 490.

Rippenkörper müssen so dimensioniert werden, daß ihr Widerstandsmoment an jeder Stelle das äußere Biegungsmoment mit der zulässigen Inanspruchnahme aufnimmt. Für die in Abb. 490 dargestellte Grundform, aus einer Platte, einem mittleren Stege und seitlichen Rippen bestehend, lassen sich die nachstehenden Berechnungsregeln aufstellen.

Es bezeichnet

b die Breite,

d die Stärke der Grundplatte,

$b_1 = d_1 + d_2 + \ldots d_1$ die Gesamtstärke der senkrechten Rippen,

h die Höhe des Lagers in dem neben dem Stege geführten Schnitte,

z den Abstand der Schwerachse vom unteren Querschnittsrande,

J das Trägheitsmoment auf die wagrechte Schwerachse,

$W_u = \frac{J}{z}$; $W_0 = \frac{J}{h - z}$ die Widerstandsmomente.

Wir setzen

$$z = \zeta h \text{ und } h = m\, d$$

und erhalten leicht die folgenden Beziehungen:

$$\frac{b}{b_1} = 1 + \frac{(1 - 2\zeta)\, m^2}{2\zeta m - 1}$$

$$J = \frac{1}{6} b_1 h^3 \left[2 - 3\zeta + \frac{(1 - 2\zeta)(2 - 3\zeta m)}{m(2\zeta m - 1)}\right].$$

Es empfiehlt sich die Annahme $\zeta = 0{\cdot}3$ bis $0{\cdot}4$ und $m = 3$ bis 5. Damit ergeben sich die nachstehend berechneten Werte.

ζ	$m = \frac{h}{d}$	$\frac{b_1}{b}$	W_u	W_0
	3	0·182	0·0994	0·0426
0·3	4	0·179	0·0980	0·0420
	5	0·167	0·0926	0·0397
	3	0·250	0·1111	0·0556
[illegible]	4	0·238	0·1071	0·0536
	5	0·219	0·1000	0·0500
	3	0·437	0·1319	0·0879
0·4	4	0·407	0·1250	0·0833
	5	0·375	0·1167	0·0778
			$b\,h^2$	$b\,h^2$

Für den Auflagerdruck A in *ton.* ist das Moment im Querschnitte neben dem Stege $M = \frac{A\,a^2}{2\,l}$. Man setze bei der Inanspruchnahme von 250, beziehungsweise 1000 kg/cm^2

$$\left.\begin{array}{ll}\text{für gußeiserne Lagerkörper} & \frac{A\,a^2}{2\,l} = 0{\cdot}25\;W_u \\ \text{„ Stahlgußlagerkörper} & \frac{A\,a^2}{2\,l} = 1{\cdot}00\;W_u\end{array}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 113)$$

und berechne daraus unter Benützung der Tabellenwerte die Höhe h und die Rippenstärke b_1.

Die Mittelrippe erhält eine Stärke in der Breite des Stützkörpers oder mindestens von $^1/_6\,h$.

Berechnung der Stützkörper.

1. **Zapfenkipplager** (Abb. 491). Der in der Kraftebene zwischen Zapfen und Lagerschale wirksame Druck pro Flächeneinheit sei σ_0. Den radialen Druck in einem Punkte des Umfanges setzen wir nach der üblichen Annahme $\sigma = \sigma_0 \cos\varphi$ und nehmen ferner an, daß die Berührung in einem Viertel des Zylinderumfanges stattfindet. Dann ist bei der Zapfenlänge l

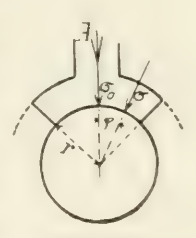


Abb. 491.

$$A = l\int_{-\frac{\pi}{4}}^{+\frac{\pi}{4}} \sigma \cos\varphi\, r\, d\varphi = l\, r\, \sigma_0 \int_{-\frac{\pi}{4}}^{+\frac{\pi}{4}} \cos^2\varphi\, d\varphi = 1{\cdot}285\, l\, r\, \sigma_0,$$

woraus der Halbmesser des Kippzapfens sich rechnet mit:

$$r = \frac{0{\cdot}8\,A}{l\,\sigma_0} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 114)$$

2. **Kugelzapfenkipplager** (Abb. 501). Nimmt man wie beim zylindrischen Zapfenlager die Druckverteilung nach dem Gesetze $\sigma = \sigma_0 \cos\varphi$ und die Berührung in einer Kugelkalotte mit dem Zentriwinkel $\frac{\pi}{2}$ an, so ergibt sich

$$A = 2\,r^2\pi \int_0^{\frac{\pi}{4}} \sigma_0 \cos^2\varphi \sin\varphi\, d\varphi = \frac{2}{3}\, r^2 \pi\, \sigma_0 \left(1 - \cos^3\frac{\pi}{4}\right) = 1{\cdot}354\, r^2\, \sigma_0$$

und hieraus

$$r = 0{\cdot}85 \sqrt{\frac{A}{\sigma_0}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 115)$$

In diesen Formeln ist die Inanspruchnahme σ_0 mit keiner allzu hohen Ziffer einzuführen, da die Voraussetzung vollkommener Berührung, welche ein Einschleifen der Zapfen verlangen würde, in der Wirklichkeit nicht erfüllt ist. Man wähle demnach für Gußeisen oder Stahlguß $\sigma_0 = 1{\cdot}2\ t/cm^2$, ermäßige diese Beanspruchung für kleine Auflagerdrücke aber etwa bis auf $0{\cdot}4\ t\ cm^2$, womit die obigen Formeln ergeben:

$$\left.\begin{array}{ll} \text{für zylindrische Zapfen} & r = 0{\cdot}7\,\frac{A}{l} \text{ bis } 2\,\frac{A}{l} \\ \text{„ Kugelzapfen} & r = 0{\cdot}8\sqrt{A} \text{ bis } 1{\cdot}4\sqrt{A} \end{array}\right| \quad . \quad . \quad 116)$$

Darin ist A in *ton.*, r und l in *cm* einzusetzen.

3. Linienkipplager (Abb. 492). Die Stützkörper sind hier Zylinderflächen von verschiedenem Krümmungshalbmesser, die sich im unbelasteten Zustande in einer Erzeugenden berühren. Unter Belastung bildet sich durch die elastische Zusammendrückung eine gewisse Berührungsbreite aus, aus der sich die Größe des spezifischen Druckes berechnet.

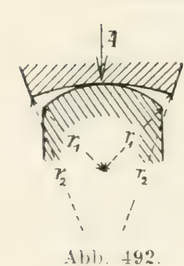


Abb. 492.

Bezeichnen r_1 und r_2 die Krümmungshalbmesser der Berührungsflächen, die wir im gleichen Sinne gekrümmt, d. h. mit den Krümmungsmittelpunkten auf derselben Seite liegend, annehmen;

ρ_1 und ρ_2 ihre Reziprokwerte,

E_1 und E_2 die Elastizitätskoeffizienten des Materiales der beiden Stützkörper,

ε_1 und ε_2 deren reziproke Werte (Dehnungskoeffizienten),

$P = \frac{A}{l}$ den Druck pro Längeneinheit, so berechnet sich unter Annahme der Querdehnungszahl $\mu = \frac{1}{3}$ nach der von H. Hertz entwickelten Theorie[1]) die Breite der Berührungsstelle

$$b = \frac{4}{3}\sqrt{8\,\frac{P}{\pi}\,\frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{\rho_1 - \rho_2}}$$

und der größte spezifische Druck

$$\sigma = \frac{4}{\pi}\,\frac{P}{b} = \frac{3}{\sqrt{8\pi}}\sqrt{P\,.\,\frac{\rho_1 - \rho_2}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}} = 0{\cdot}6\sqrt{\frac{P}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}\,\frac{r_2 - r_1}{r_1\,r_2}} \quad . \quad 117)$$

[1]) H. Hertz, „Journ. f. Mathem." 92 (1882); ferner Gesammelte Werke von H. Hertz, Bd. I, S. 155.

führt man für Gußeisen $E = 1000$, für Stahlguß $E = 2200\ t/cm^2$ ein, so ergibt sich

$$\left.\begin{array}{lll} \text{für Gußeisen auf Gußeisen} & \sigma = 13{\cdot}4 & \sqrt{\dfrac{A}{l}\,\dfrac{r_2 - r_1}{r_1\,r_2}} \\ \text{„ \quad „ \quad „ \quad Stahl} & \sigma = 15{\cdot}7 & \text{„} \\ \text{„ \quad Stahl auf Stahl} & \sigma = 19{\cdot}9 & \text{„} \end{array}\right\} \quad . \quad . \; 118)$$

Die zulässige Druckbeanspruchung σ kann aber bei derartigen Lagern ziemlich hoch angenommen werden, erfahrungsgemäß mit dem 4- bis 5fachen Werte, den man für eine Beanspruchung im vollen Querschnitte zuläßt. (Man vergl. Bd. II, S. 208.) Wir setzen demnach in den Formeln 118

$$\text{für Gußeisen } \sigma = 4\ t/cm^2,$$
$$\text{„ \quad Stahlguß } \sigma = 6\ t/cm^2$$

und erhalten mit $r_1 = \varkappa\, r_2$ die Formeln:

$$\text{Linien-kipplager}\left\{\begin{array}{ll} \text{Gußeisen auf Gußeisen} & r_1 = 11{\cdot}2\,\dfrac{A}{l}\,(1 - \alpha) \\ \text{„ \quad „ \quad Stahlguß} & r_1 = 15{\cdot}4\,\dfrac{A}{l}\,(1 - \alpha) \\ \text{Stahlguß auf Stahlguß} & r_1 = 11{\cdot}0\,\dfrac{A}{l}\,(1 - \alpha) \end{array}\right\} \quad . \quad . \; 119)$$

Man halte $\varkappa \leqq 0{\cdot}8$, da sonst das Lager als Zapfenlager nach Gleichung 116 zu rechnen ist. Ist eine Stützfläche eben ($r_2 = \infty$), so ist in den obigen Formeln $\varkappa = 0$ zu setzen.

4. Punktkipplager (Abb. 497). Die Stützflächen berühren sich in Kugelflächen von verschiedenem Krümmungshalbmesser. Die Hertzschen Formeln[1]) geben hier unter Beibehalt der obigen Bezeichnungen für den Halbmesser des Berührungskreises

$$\varkappa = \sqrt[3]{\frac{2}{3}\,A\,\frac{\rho_1 - \rho_2}{\rho_1 - \rho_2}}$$

und für den größten Druck an der Berührungsstelle.

[1]) Es sei hier bemerkt, daß Versuche mit Gußstahlkugeln keine volle Übereinstimmung mit den Hertzschen Formeln ergeben haben, insofern als sich gezeigt hat, daß die Größe der Berührungsfläche rascher wächst und die spezifische Pressung mit A langsamer zunimmt, als es diesen Formeln entspricht. Hiemit beschäftigt sich eine Arbeit von E. Rasch („Über die Berechnung der an Kugel- und Rollenlager auftretenden Materialspannungen", Eisenbau 1915), in der durch Änderung der Potenzzahlen der Hertzschen Formeln (Einführung unganzer Exponenten) eine Berichtigung dieser Formeln zu geben versucht wird.

$$\sigma = \frac{3}{2\pi} \sqrt[3]{\frac{9}{4} A \cdot \frac{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2}{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2}} = 0{\cdot}625 \sqrt[3]{\frac{A}{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2} \left(\frac{r_2 - r_1}{r_1 r_2}\right)^2}$$

oder bei gleichem Material der beiden Stützflächen

$$\sigma = 0{\cdot}393 \sqrt[3]{A E^2 \left(\frac{r_2 - r_1}{r_1 r_2}\right)^2}.$$

Hieraus folgt

$$A = \frac{\sigma^3}{(0{\cdot}393)^3 E^2} \left(\frac{r_1 r_2}{r_2 - r_1}\right)^2 = k \left(\frac{r_1 r_2}{r_2 - r_1}\right)^2 \quad . \quad . \quad . \quad 120)$$

und mit $r_2 = \infty$ (Platte und Kugel) $A = k r^2$.

Es bezeichnet hierin k einen unter Annahme bestimmter Beanspruchung konstanten Festwert. Für dessen Wahl, beziehungsweise für die Wahl von σ zur Aufstellung von Dimensionierungsregeln können Anhaltspunkte nur aus Versuchen gewonnen werden.

Prof. Stribeck[1]) hat solche Versuche mit gehärteten Gußstahlkugeln, die zwischen Stahlplatten gepreßt wurden, durchgeführt. Er findet zunächst, daß für eine bleibende Zusammendrückung von $\frac{1}{8000}$ des Kugeldurchmessers, d. i. etwa für den Eintritt der Elastizitätsgrenze, die Belastungen tatsächlich mit dem Quadrate des Kugeldurchmessers wachsen.

Es wurden ferner folgende Mittelwerte der totalen sowie der bleibenden Zusammendrückung (δ und δ_b) beobachtet:

Belastung $\frac{A}{r^2}$ =	160	200	300	400	600	800	kg
δ =	2·24	2·61	3·41	4·14	5·50	6·65	$\frac{d}{1000}$
δ_b =	0·047	0·067	0·125	0·204	0·374	0·555	$\frac{d}{1000}$

Würde sonach eine Zusammendrückung von $\frac{1}{440} d$ und eine bleibende Zusammendrückung von zirka $\frac{1}{20000} d$ noch als zulässig erachtet, so ergäbe sich die Belastung solcher Stahlkugeln mit:

$$A = 160\, r^2 \text{ (}A\text{ in } kg,\ r \text{ in } cm\text{)},$$

oder

$$A = 0{\cdot}160\, r^2 \text{ (}A\text{ in } ton.,\ r \text{ in } cm\text{)}.$$

---

[1]) Mitteilungen über Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, herausgegeben vom Verein deutscher Ingenieure, Heft 2. Berlin 1901.

Für Stahlgußkörper, die nicht durch ein besonderes Verfahren gehärtet sind, müßte man aber, um Abplattungen zu vermeiden, wohl mit einem beträchtlich kleineren Werte von k rechnen. Legt man der Hertzschen Formel 120 eine größte Druckbeanspruchung $\sigma = 10\,t/cm^2$ zugrunde, so ergibt sich für *ton.* und *cm* rund $k = 0{\cdot}03$ und wir erhalten

$$A = 0{\cdot}03\,r^2 \quad (A \text{ in } ton.,\ r \text{ in } cm)$$

für eine Berührung mit Kugelflächen von verschiedenem Krümmungshalbmesser

$$A = 0{\cdot}03 \left(\frac{r_1\, r_2}{r_2 - r_1} \right)^2 \quad \ldots\ldots\ldots \; 121)$$

Letztere Formel liefert für A einen kleineren Wert als die Formel für den Kugelzapfen, so lange $r_2 >$ rund $1{\cdot}3\, r_1$ ist. Ihre Anwendung wäre demnach auf diese Grenze zu beschränken.

Abb. 486 zeigt ein Zapfenkipplager für einen Träger mit zirka 140 t Auflagerdruck. Es ist ein Vollzapfen angeordnet, wogegen das Lager der Abb. 487 den Zapfen an den Lagerkörper angegossen hat. Erstere Anordnung vergrößert zwar die Höhe des Lagers, doch ermöglicht sie das Abdrehen des Zapfens und wird daher meist vorgezogen.

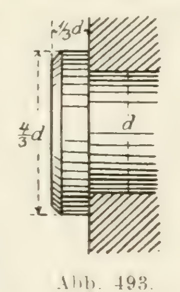


Abb. 493.

Zur Aufnahme der wagrechten Seitenkräfte und Verhinderung seitlicher Verschiebung des oberen Lagerkörpers wird der Zapfen mit Bundringen versehen (Abb. 493), oder es werden an deren Stelle Stirnplatten angeschraubt (Abb. 487).

Bei Tangentiallagern wird die Stützfläche entweder am unteren Lagerkörper angegossen (Abb. 488, 497), oder es wird ein besonderer Stahlgußstützkörper in den Lagerbock eingesetzt (Abb. 494,

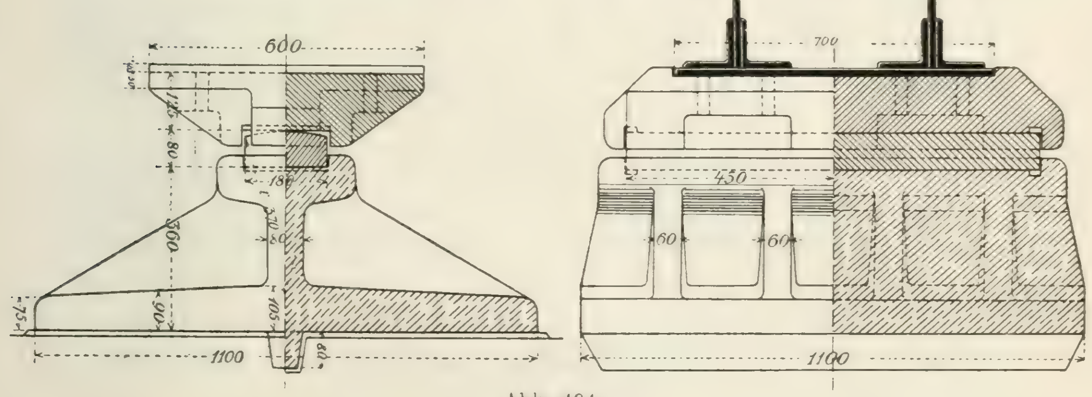


Abb. 494.

495). In letzterem Falle hat der Stützkörper eine solche Breite und Höhe zu erhalten, daß die zulässige Druckbeanspruchung in der Aufstandfläche, wie auch die zulässige Biegungsspannung eingehalten wird.

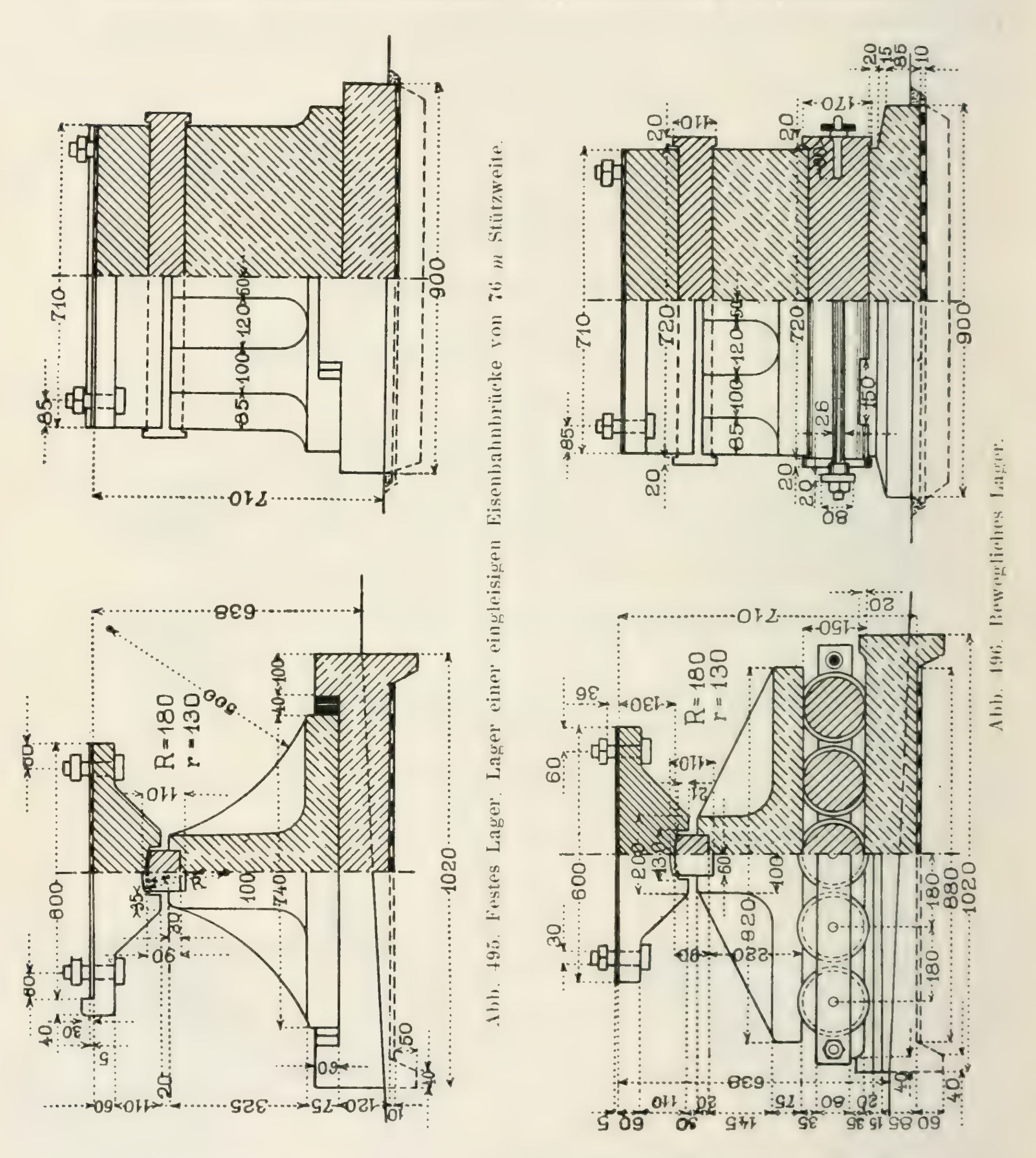


Abb. 495. Festes Lager. Lager einer eingleisigen Eisenbahnbrücke von 76 m Stützweite.

Abb. 496. Bewegliches Lager.

Die Verschiebung wird durch in den Stützkörper eingesetzte zahnförmige Dorne oder durch Vorsprünge am Lagerkörper (Abb. 494) oder Stützkörper (Abb. 495) verhindert.

Die Abb. 497 und 501 geben Beispiele von Kugelkipplagern. (Punkt- und Kugelzapfenlager.)

Beispiel: Festes Linienkipplager für einen Auflagerdruck von 300 *ton*. Gurtbreite 70 *cm* (Abb. 494).

Nimmt man die Druckbeanspruchung des Auflagsquaders mit 25 kg/cm^2 an, so ist für das Lager eine Grundfläche von 12.000 cm^2 erforderlich. Wir wählen dementsprechend die Seitenlängen der Grundplatte mit 110×110 *cm*. Der obere Lagerkörper erhält bei einer Breite von 90 *cm* eine Länge von 60 *cm*. Seine Stärke h berechnet sich bei Verwendung von Stahlguß nach Gleichung 112 mit $h = \frac{1}{2}\sqrt{3 \,.\, 300 \,.\, \frac{60}{90}} = 12{\cdot}5$ *cm*. Der Stützkörper, ebenfalls aus Stahlguß, erhält bei einer Länge von 90 *cm* eine Breite von 18 *cm*; der Druck auf den gußeisernen Lagerbock beträgt sonach nur zirka 200 kg/cm^2. Seine Höhe folgt aus $h = \frac{1}{2}\sqrt{3 \,.\, 300 \,.\, \frac{18}{90}} = 6{\cdot}7$, wofür aber 8 *cm* angenommen wurde. Der als Rippenkörper ausgeführte gußeiserne Lagerbock nimmt neben dem 8 *cm* starken Mittelstege ein Biegungsmoment $M = \frac{300 \,.\, 51^2}{2 \,.\, 110} = 3547$ *ton. cm* auf. Wir berechnen das Widerstandsmoment seines Querschnittes mit Hilfe der Tabelle auf S. 434 und wählen die Stärke der Grundplatte $d = \frac{1}{4}\,h$, die Rippenstärke $b_1 = 0{\cdot}238\,b$, erhalten sonach das Widerstandsmoment $W_u = 0{\cdot}1071\,b\,h^2$. Mit $b = 100$ *cm* ergibt sich $0{\cdot}25 \,.\, 10\,71\,h^2 = 3547$ und $h = 36$ *cm*. Damit folgt weiter die mittlere Stärke der Grundplatte 9 *cm*, die Gesamtrippenstärke (4 Rippen à 6 *cm*) mit 24 *cm*. Der Krümmungshalbmesser der zylindrischen Stützfläche wird nach Gleichung 119 mit $r = 11\,\frac{300}{90} = 37$ *cm* erhalten. Der Stützkörper ist durch Vorsprünge an den Lagerkörpern gegen Verschieben gesichert. Die Sitzflächen haben an den Stirnrändern 2 bis 3 *cm* breite Rinnen, damit beim Abhobeln der Hobel auslaufen kann.

B. Bewegliche Lager.

Wenn von den früher erwähnten, nur für kleine Auflagerdrücke verwendbaren Gleitlagern abgesehen wird, so kommen als bewegliche Lager Rollen-, Stelzen- und Pendellager in Betracht. Der Widerstand dieser Lager gegen Verschieben ist viel geringer als jener der Gleitlager; er beträgt bei einer Rolle oder Walze vom Durchmesser d (in *cm*) etwa $\frac{150}{d}$ *kg* pro 1 *ton*. Auflagerdruck, wogegen der Gleitwiderstand auf ungeschmierten Flächen 200 *kg* und darüber betragen kann[1]).

[1]) Der Rollwiderstand bestimmt sich richtiger aus dessen Moment $H\,d = M = P\,\frac{b}{2}$, worin b die Breite der Berührung ist. Setzt man dafür den Hertzschen Ausdruck, so ergibt sich als Widerstand pro Tonne Auflagerdruck

$$\frac{H}{A} = \frac{2}{3}\sqrt{\frac{4}{\pi}\,\frac{A}{l}\left(\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2}\right)}\;\frac{1}{d}.$$

Die Walzen oder Rollen, d. s. volle Kreiszylinder, liegen auf der festen Grundplatte des Lagers und tragen ein Kipplager von einer der vorstehend besprochenen Bauarten. Die Verschiebung dieses letzteren gegen die feste Grundplatte erfolgt durch Abwälzen der Walzen, wobei diese einen Weg gleich der Hälfte der Verschiebung zurücklegen. Die Verschiebungsgrenzen sind aus der Temperaturwirkung und aus jener der Belastung zu berechnen. Ist L die dilatierende Trägerlänge, $t = 30^0$ die Temperaturänderung gegenüber einem mittleren Wärmezustand, $\alpha = 0{\cdot}0000125$ der Ausdehnungskoeffizient, so beträgt die Längenänderung $\Delta_1 = \alpha\, t\, L = 0{\cdot}00037\, L$. Die Belastung hat bei einem Balkenträger nur dann keine Lagerverschiebung zur Folge, wenn er in seiner neutralen Achse gelagert und diese selbst geradlinig ist (Linsenträger). Für den gewöhnlichen Fall, daß die auf den Auflagern ruhende Gurtung gerade ist, kann die Verschiebung der Lager mit ausreichender Genauigkeit der unter der Belastung auftretenden Längenänderung der Gurte gleich gesetzt werden, d. i. $\Delta_2 = \frac{s}{E} L$, wenn s die von der Verkehrslast hervorgerufene Gurtspannung bezeichnet. Bei gesprengtem Untergurt wird die Verschiebung, wenn f die Sprengung des Gurtes und δ die Einbiegung in der Trägermitte infolge Belastung ist, $\Delta_2 = \frac{s}{E} L + \frac{16}{3} \frac{f}{L} \delta$. Setzt man darin den Mittelwert $s = 400\ kg/cm^2$, $E = 2{,}000.000$, so wird für $f = o$, $\Delta_2 = 0{\cdot}0002\, L$, mithin die Gesamtverschiebung nach einer Richtung $\Delta_1 + \Delta_2 = 0{\cdot}00057\, L$ und der Abstand zwischen den äußersten Lagen des Trägers, d. i. der Gesamtweg des Lagers $2\,\Delta_1 + \Delta_2 = 0{\cdot}00094\, L$.

Die beweglichen Lager müssen nach jeder Richtung von der Mittelstellung einen Rollenweg von mindestens $w = \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}$, d. i. rund $w = 0{\cdot}0003\, L$ zulassen. Für $L = 100\ m$ ergibt dies $w = 3\ cm$.

Da hiernach die Rollen nur in einem kleinen Teil ihres Umfanges zur Abwälzung kommen, so hat man an Stelle der Vollwalzen auch Walzensegmente, die sogenannten Flachwalzen oder Stelzen verwendet. Diese müssen natürlich eine solche Breite erhalten, daß auch in der äußersten Stellung noch keine Gefahr des Kippens eintritt. Nichtsdestoweniger ist eine solche Gefahr doch dann nicht ganz aus-

---

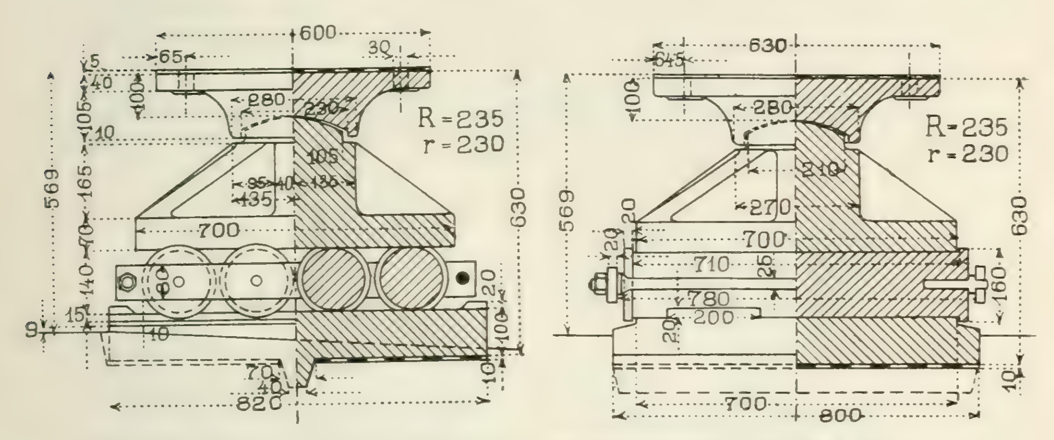
Mit $E_1 = E_2 = 2000\ t/cm^2$ folgt

$$\frac{H}{A} = 24 \sqrt{\frac{A}{l}} \sqrt{\frac{1}{d}}$$

und zwar H in kg, wenn A in ton, l die Walzenlänge und d der Durchmesser in cm.

geschlossen, wenn Pfeiler- oder Widerlagerbewegungen zu befürchten sind. Man bevorzugt daher jetzt allgemein die Walzenlager, wenn auch die Stelzen den Vorteil bieten, daß sie, ohne das Lager zu verlängern, einen größeren Durchmesser erhalten können, was für die Beweglichkeit des Lagers günstig ist.

Die Abmessungen der Walzen oder Stelzen sind nach den oben für Linienkipplager aufgestellten Formeln zu rechnen, nur ist zu berücksichtigen, daß bei mehr als zwei Rollen eine vollkommen



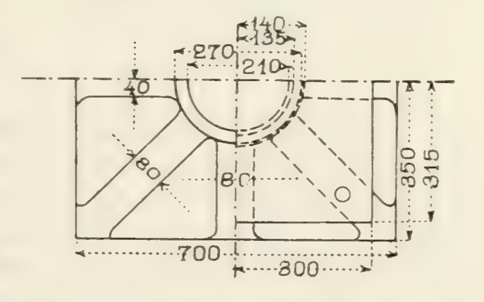


Abb. 497. Lager einer unter 33° schiefen Eisenbahnbrücke von 40 *m* Stützweite.

gleiche Verteilung des Auflagerdruckes nicht zu erwarten ist. Abgesehen davon, daß schon ganz geringe Unterschiede im Rollendurchmesser sehr ungleiche Belastungen der einzelnen Walzen zur Folge haben, werden auch bei mathematisch gleichem Rollendurchmesser infolge der elastischen Formänderungen keine gleichen Drücke auftreten können. Die mittleren Walzen werden um so mehr, die äußeren um so weniger belastet sein, je schwächer die Überlagsplatte ausgeführt und je größer der Rollenabstand und die Zahl der Rollen ist[1]). Es wird sich daher empfehlen, den auf eine Walze entfallenden Druck vergrößert anzunehmen, bei n Walzen und $n > 2$ etwa nach der Formel

[1]) Theoretische Untersuchungen hierüber gibt Obering. Dr. L. Bartak in der Abhandlung „Berechnung von Rollenauflagern“ in Österr. Wochenschrift f. d. öff. Baudienst 1915.

$\left(1 + \frac{n-2}{4n}\right)\frac{A}{n}$. Ist d der Durchmesser, l die Länge der Walzen oder Stelzen, so ergeben damit die Formeln 119

$$\left.\begin{array}{l}\text{für Gußeisenrollen auf Gußeisen} \\ \text{oder Stahlgußrollen auf Stahlguß}\end{array}\right\} d\,l = 22\,\frac{5\,n-2}{4\,n^2}\,A \qquad 122)$$

$$\text{für Stahlgußrollen auf Gußeisen} \quad d\,l = 30\,\frac{5\,n-2}{4\,n^2}\,A$$

Hierin ist d und l in *cm*, A in t einzusetzen.

Den Durchmesser der Vollwalzen wähle man mit $d\,cm = 10 + 0{\cdot}15\,L$ bis $d = 20 + 0{\cdot}2\,L$ (L Stützweite in m), im allgemeinen aber nicht größer als etwa 40 *cm*.

Für Auflagerdrücke bis zu etwa 40 bis 50 t genügen Einrollenlager, womit zugleich eine Kipplagerung verbunden ist (Abb. 498).

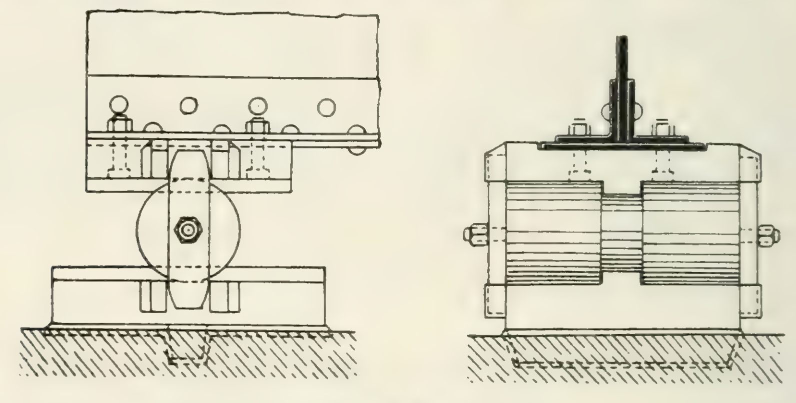


Abb. 498.

Zur Berechnung des Rollenhalbmessers sind hier die Formeln 119 unmittelbar anzuwenden.

In der Regel ist man aber, um nicht zu großen Walzendurchmesser zu erhalten, schon bei Spannweiten über 25 *m* genötigt, mindestens 2 Rollen anzuordnen. Diese sind dann in ihrem gegenseitigen Abstande und in ihrer Parallelstellung durch Führungen zu sichern. Letztere bestehen aus zwei Flacheisen, die lose, auf in den Rollen befestigten Stiften aufgesteckt und entweder durch aufgesetzte Muttern festgehalten oder durch eine Verbindung ihre vorstehenden Enden mittels Rundeisen zu einem Rahmen vereinigt sind (Abb. 496). Zweckmäßiger noch ist es, diesen Rahmen abnehmbar aus Winkeleisen zu bilden (Abb. 499), wodurch eine leichtere Reinigung des Lagers möglich gemacht wird. Den Flacheisen gebe man eine Stärke von 20 bis 30 *mm*, eine Breite von 80 bis 100 *mm*, den Stiftzapfen einen Durchmesser von 25 bis 30 *mm*.

Um bleibende Verschiebungen der Rollen gegen den Träger zu verhindern, die infolge von mit Entlastungen des Lagers verbundenen Vibrationen entstehen können, bringt man häufig eine Zwangsführung an, in der Art, daß man an den Stirnflächen einer Rolle oder auch drehbar an dem Führungsrahmen ein senkrechtes, etwa 30 *mm* starkes Flacheisen befestigt, dessen zahnförmig gestaltete Enden zwischen Vorsprünge der Grundplatte und des Lagerkörpers eingreifen (Abb. 498). Anstatt des zahnförmigen Eingriffs könnte man die Enden des Flacheisens auch mit Schlitzen versehen, in welche Zapfen eingreifen, die an der Unter- und Überlagsplatte angebracht sind. Gewöhnlich findet man aber nur den Weg der Rollen durch seitliche Ansätze an der Grundplatte begrenzt (Abb. 499), die ein vollständiges Ablaufen der Rollen, etwa bei stärkeren Pfeiler-

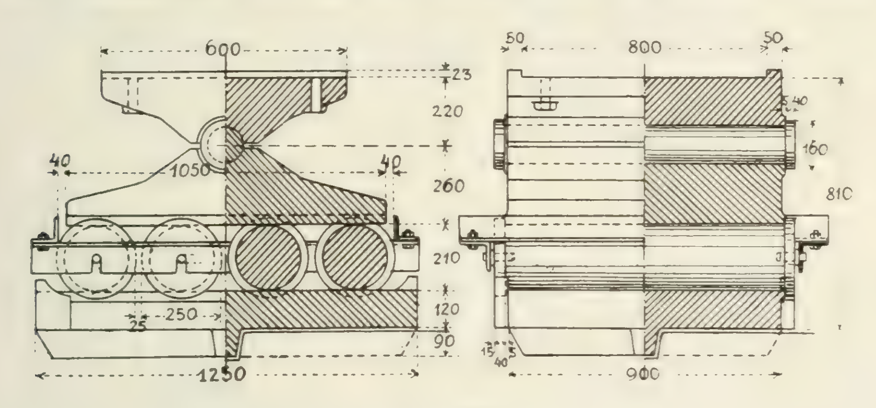
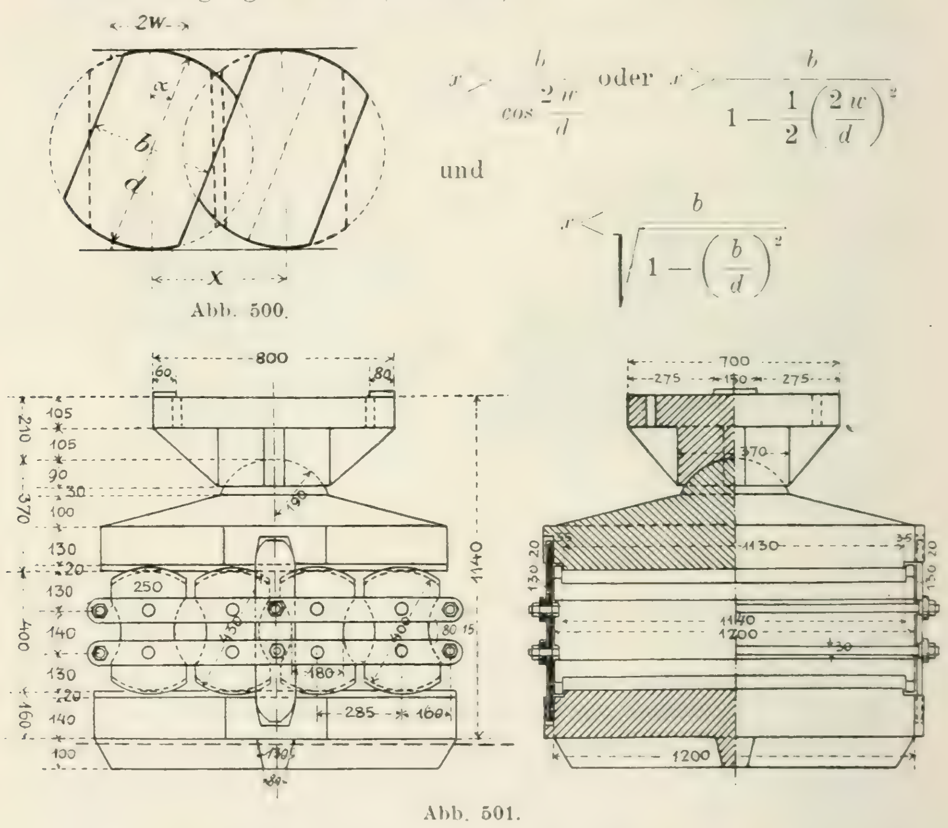


Abb. 499.

bewegungen verhüten sollen. Es empfiehlt sich aber, diese Randleisten nur an den Ecken zu geben und nicht über die ganze Breite der Grundplatte reichen zu lassen, da sie sonst dem Abhobeln hinderlich sind und Schmutzansammlung auf der Lauffläche begünstigen.

Die Walzen haben die senkrecht zur Brückenachse wirkenden wagrechten Kräfte aufzunehmen und sind gegen seitliche Verschiebung zu sichern. Man versieht sie zu diesem Zwecke mit Bundringen, mit welchen sie die Ober- und Unterplatte übergreifen. Unter Umständen kann es genügen, nur die mittelste oder die beiden äußeren Walzen mit solchen Bundringen zu versehen. Die Bunde erhalten 20 bis 30 *mm* Stärke und Höhe. Eine andere Versicherung besteht darin, daß man die Walzen unter Weglassung der Bundringe in ihrer Mitte mit einer 50 bis 80 *mm* breiten, etwa 20 *mm* tiefen Rille versieht, in die leistenförmige Erhöhungen der Grundplatte sowie der Überlagsplatte eingreifen (Abb. 498).

Bei Anwendung von Stelzen anstatt Vollwalzen kann, sofern die Pfeilerbeanspruchung unter dem Lager es zuläßt, die Länge des Lagers verringert werden. Den Durchmesser der Stelzen wählt man mit etwa 25 bis 40 *cm*. Ihre Breite müßte, der größten Verschiebung des Trägers entsprechend, mindestens $2w = 0{\cdot}0006\,L$ betragen, man macht sie aber zur Sicherheit reichlich größer, etwa $b = 0{\cdot}4$ bis $0{\cdot}6\,d$. Der Zwischenraum zwischen den Stelzen, oder ihr gegenseitiger Abstand x soll mindestens diese Verschiebung zulassen, er darf aber nicht so groß sein, daß die Stelzen kippen können. Man findet aus diesen Bedingungen leicht (Abb. 500)



$$x > \frac{b}{\cos \frac{2w}{d}} \quad \text{oder} \quad x > \frac{b}{1 - \frac{1}{2}\left(\frac{2w}{d}\right)^2}$$

und

$$x < \frac{b}{\sqrt{1 - \left(\frac{b}{d}\right)^2}}$$

Abb. 500.

Abb. 501.

Der gegenseitige Abstand der Stelzen wird wie bei den Walzen durch Führungen gesichert, die man hier jedoch doppelt ausführt, um die Stelzen in paralleler Stellung zu erhalten. Man gibt den Stelzen entweder den Querschnitt eines vollen Zylinderabschnittes (Abb. 500) oder versieht sie in der Mitte mit einer Einziehung (Abb. 501), in welchem Falle aber auf die Möglichkeit des Kippens oder Umfallens Bedacht zu nehmen ist (Abb. 502). Hier sind Sicherungen, welche zu

weitgehende Verschiebungen und Gleitungen der Stelzen verhindern sollen, von besonderer Wichtigkeit. Sie bestehen in ähnlichen Mitnehmern wie bei den Walzen (Abb. 501) oder darin, daß man eine Stelze mit einem am Stirnende angegossenen Zahn in eine Vertiefung der Lagerplatte eingreifen läßt. Anstatt dessen kann man auch zahnförmige Dorne in die Lauffläche einer Stelze einsetzen. Gegen seitliche Verschiebungen dienen wie bei den Walzen vortretende Stirnränder.

Auch bei dem oben besprochenen Einrollenlager kann die Vollwalze durch einen Walzenabschnitt oder eine Stelze ersetzt werden. Wählt man aber, um ein solches Lager auch für mittlere Spannweiten mit größerem Auflagerdruck verwenden zu können, einen großen Durchmesser, so wird die Stelze sehr hoch und für seitliche Kräfte unstabil. Ein Vorschlag von Kübler, die Krümmungsmittelpunkte der Wälzungsflächen gegeneinander zu verschieben und die Stelze

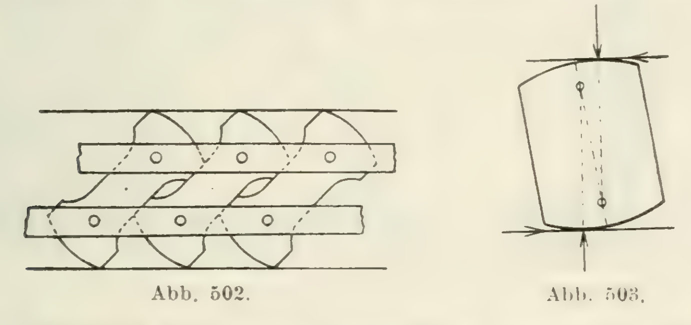


Abb. 502. Abb. 503.

niedriger ($h < 2r$) zu machen, schließt den Nachteil in sich, daß dadurch die Beweglichkeit des Lagers stark beeinträchtigt wird, da bei Verschiebung des Trägers die Stützpunkte gehoben und gegenseitig verschoben werden, wodurch im Auflager wagrechte Kräfte entstehen (Abb. 503). Diesen Nachteil sucht das Haberkaltsche Wälzungslager (Abb. 504) zu vermeiden. Die beiden Stützflächen dieses Lagers sind im gleichen Sinne gekrümmt und durch entsprechende Wahl der Krümmungshalbmesser läßt es sich erreichen, daß die Hebung, wie auch der wagrechte Abstand der Stützpunkte, der Stützungsfehler, bei einer Verschiebung sehr klein ausfällt oder ganz verschwindet. Sind r_1 R_1 die Krümmungshalbmesser der oberen, r_2 R_2 jene der unteren Stützfläche und setzt man $r_1 = \varkappa_1 R_1$ und $r_2 = \varkappa_2 R_2$, so erfordert diese Bedingung eine Stelzenhöhe

$$h = \frac{r_1}{1 - \varkappa_1} + \frac{r_2}{1 - \varkappa_2}.$$

Die Halbmesser r_1 und r_2 sind bei Annahme von $\varkappa_1$ und $\varkappa_2$ aus dem Auflagerdrucke A nach den Formeln 119 für das Linienkipp-

lager zu rechnen. Gegenüber einem gewöhnlichen Einstelzenlager mit der Höhe $h = r_1'' - r_2''$ (für $z = 0$) ergibt sich eine Verminderung der Höhe allerdings nur dann, wenn die Stelze nach unten zu verbreitert (l vergrößert) wird.

Lager, welche eine Verschiebung sowohl nach der Längs- wie nach der Querrichtung gestatten sollen (siehe oben S. 427), erhalten zwei übereinanderliegende, unter 90° verstellte Rollensätze.

Soll nur für kleine Bewegungen nach der Querrichtung vorgesehen werden, so genügt es auch, wenn man dem oberen Kipplager durch entsprechende Spielräume die Möglichkeit einer kleinen Querverschiebung gibt. Allerdings muß dabei die gleitende Reibung über-

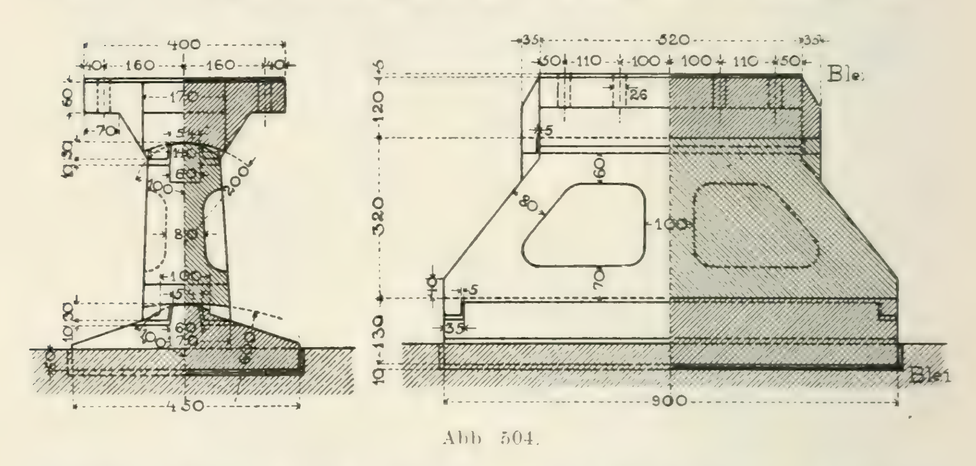


Abb. 504.

wunden werden, so daß diese Anordnung nur bei kleinen Auflagerdrücken funktionieren kann.

Eine vollkommen allseitige Beweglichkeit, die auch eine Drehung um die lotrechte Achse in sich schließt, wäre durch eine Lagerung auf Kugeln zu erzielen. Man müßte aber bei größeren Auflagerdrücken viele Kugeln geben — nach Formel 121 wäre eine Kugel von 20 *cm* Durchmesser nur mit 3 *t* zu belasten — und hätte nicht die Gewähr, daß alle Kugeln gleichmäßig tragen. Bisher sind solche Rollkugellager für Brücken nicht zur Ausführung gekommen, doch wäre ihre Anwendung für kleine Auflagerdrücke anstatt eines doppelten Rollensatzes immerhin möglich. Die wagrechte Drehbewegung ist sonst besser durch Anordnung eines sphärischen Kipplagers (Punkt- oder Kugelzapfenkipplager) zu erzielen. (Siehe das unten angeführte Beispiel der Mierowitzer Stauwehrbrücke.)

Die Grundplatte der Rollenlager ist ziemlich kräftig zu halten, um auf eine gleichmäßige Verteilung des Druckes auf den Auflagsstein rechnen zu können. Man ermittle die Biegungsbeanspruchung

der Platte, die sich ergibt, wenn man in jeder Walze den Druck $\frac{A}{n}$ und an der Unterseite der Platte den gleichmäßig verteilten Gegendruck $\frac{A}{l_1}$ annimmt, dabei aber die weitest verschobene Stellung der Walzen berücksichtigt.

Pendellager verbinden, ähnlich wie die Einstelzen- oder Ein-

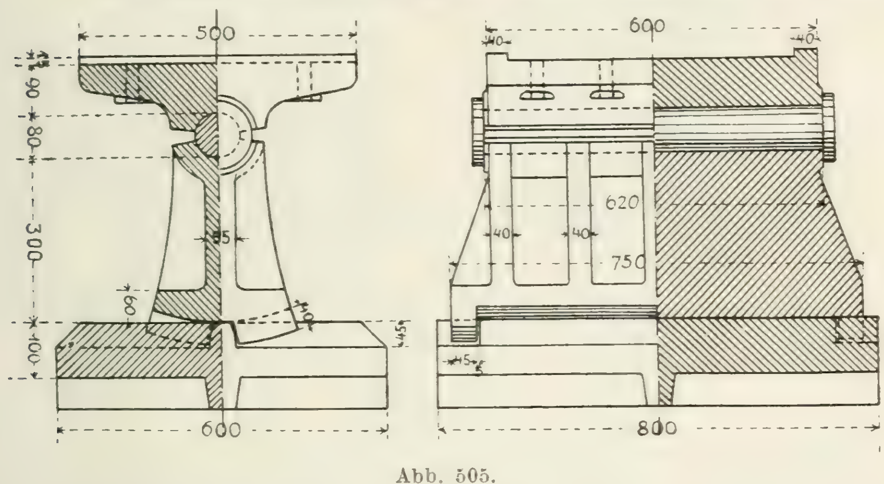


Abb. 505.

rollenlager, die Längsbeweglichkeit mit der Kipplagerung. Dadurch, daß der Stützkörper in einem Zapfen gelagert ist und sich nur mit seiner unteren Fläche auf der Lagerplatte abwälzt, wird er niedriger als eine Stelze und es eignet sich ein solches Lager, wie nach Abb. 505, für mittlere Stützweiten und für einen Auflagerdruck bis zu etwa 120 bis 150 *t*. Seitliche Verschiebungen werden durch angegossene Bundringe, Längsverschiebungen des Pendels gegen die Unterlagsplatte durch zahnförmige Eingriffe verhindert.

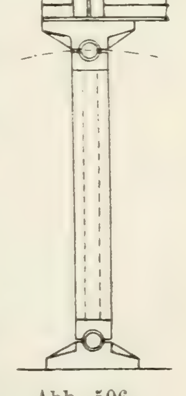


Abb. 506.

Pendelstützen, welche oben und unten gelenkig gelagert sind (Abb. 506), finden als bewegliche Auflager für einfache Balkenträger nur ausnahmsweise Anwendung, häufiger für kontinuierliche Träger von kleineren Spannweiten, deren Mittelpfeiler sie bilden, oder für die Auflagerung der Schwebeträger auf den Kragarmen der Auslegerbrücken. Die Pendelstützen müssen eine genügend große Länge erhalten, damit bei einer Verschiebung nur kleine Hebungen oder Senkungen des Auflagerpunktes eintreten.

C. Verankerte Auflager.

Ist, wie bei manchen kontinuierlichen Tragwerken und besonders bei Gerberträgern, die Gefahr des Abhebens von der Stütze vorhanden, so ist derselben durch eine lotrechte Verankerung zu begegnen. Unter Umständen kann eine solche Verankerung auch

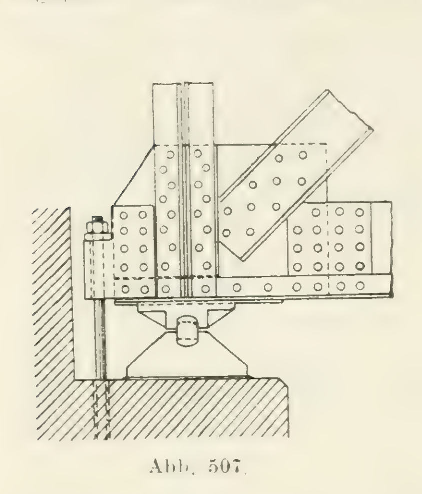


Abb. 507.

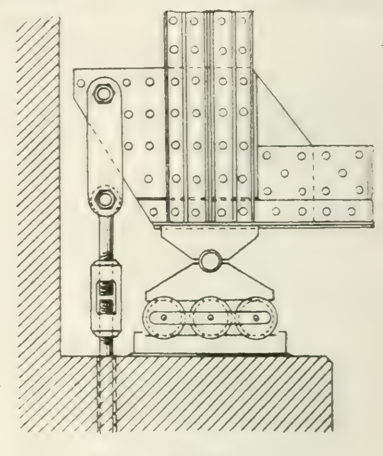


Abb. 508.

notwendig werden, wenn bei hohen Tragwerken mit obenliegender Fahrbahn das Bauwerk gegen die wagrechten Seitenkräfte an der Grenze der Stabilität ist und die Möglichkeit des Umkippens besteht. Das von den Ankern gefaßte Pfeilergewicht muß hinreichend groß sein, um den nach aufwärts gerichteten Kräften mit mindestens zweifacher Sicherheit zu widerstehen.

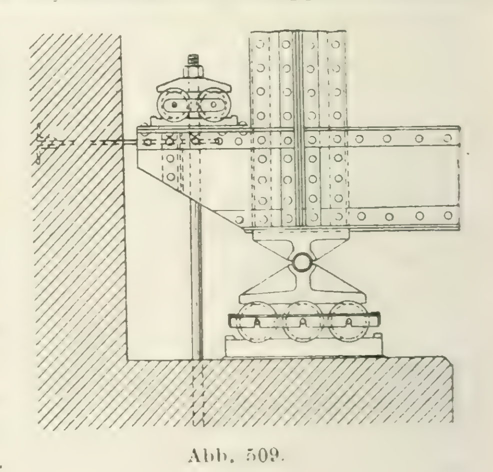


Abb. 509.

Die Verankerung soll möglichst in die Achse des Trägerauflagers gelegt werden, doch wird häufig der Einfachheit wegen eine Anordnung gewählt, bei der die Anker hinter den Auflagern liegen (Abb. 507 bis 509). Es ist aber damit der Nachteil verbunden, daß durch zu starkes Anziehen der Ankerschrauben oder bei Belastungen, die einen positiven Auflagerdruck in A hervorrufen, eine Einspannung des Trägerendes entsteht.

Die Anker können entweder an den Hauptträgern selbst oder

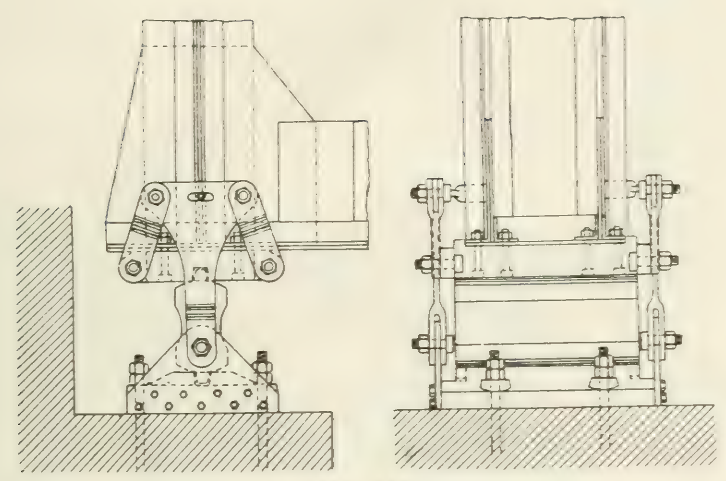


Abb. 510

Unteres Ende der Verankerung

Abb. 511.

an dem über dem Auflager liegenden Querträger oder der Querverbindung angreifen. Bei beweglicher, längsverschieblicher Auflagerung muß dafür gesorgt werden, daß die Beweglichkeit durch die Verankerung nicht behindert wird. Es ist dies durch Anordnungen, wie sie die Abb. 508 bis 511 darstellen, zu erreichen.

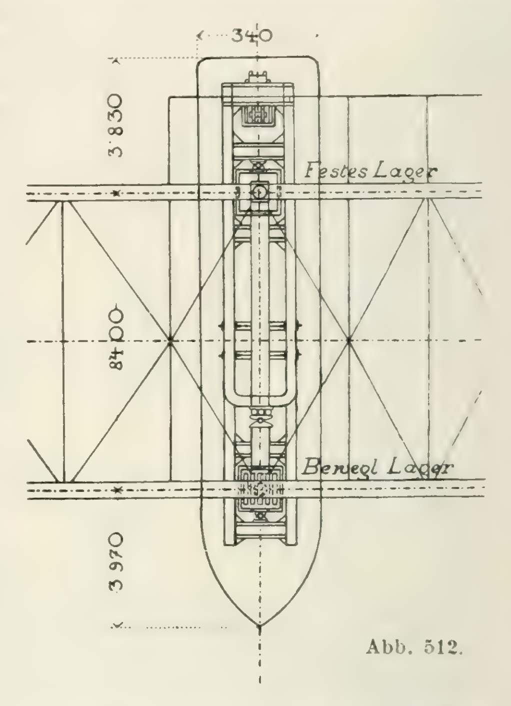


Abb. 512.

Abb. 510 zeigt eine von Prof. Bernhard angegebene, bei der Stößenseebrücke angewandte Konstruktion (D.R.P.), bei der der Träger über dem beweglichen Auflager durch ein Gelenkviereck mit der am Pfeiler durch Ankerschrauben festgehaltenen Unterlagsplatte des Lagers verbunden ist. Hiedurch wird bei Wegfall jeder Einspannung eine vollkommene Längsbeweglichkeit erzielt. Dasselbe gilt auch von der in Abb. 511 dargestellten Anordnung, welche bei der Kaiserbrücke in Breslau Anwendung gefunden hat.

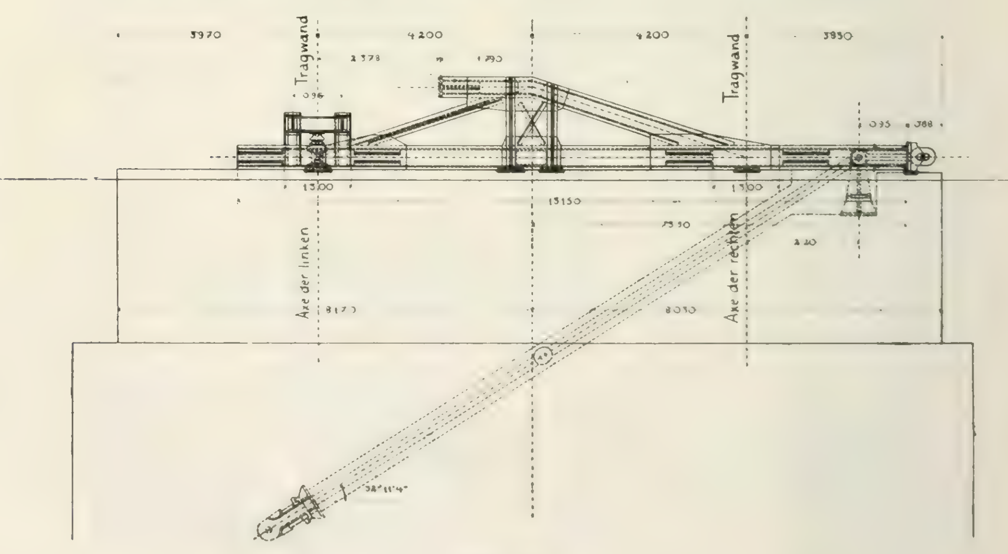


Abb. 513

D. Lagerung gegen wagrechte Seitenkräfte.

Die Auflager der Brückenträger sind, wie besprochen wurde, immer leicht so einzurichten, daß sie auch die auf den Brückenüberbau einwirkenden wagrechten Seitenkräfte (Winddruck und Fliehkräfte) auf die Pfeiler übertragen. In einigen Fällen hat man aber auch den Windverband unmittelbar an den Pfeilern in wagrechter Richtung gelagert (Angerschluchtbrücke der Tauernbahn). Sind aber, wie z. B. bei Stauwehrbrücken, sehr große Seitenkräfte aufzunehmen, so werden besondere Verankerungen in den Pfeilern notwendig. Die Abb. 512 bis 517, die sich auf die Brücke über die Moldau bei Mierschowitz beziehen, geben dafür ein Beispiel[1]). Der Überbau dieser 8 *m* breiten Straßenbrücke enthält Öffnungen von je 61 *m* Stützweite, von denen drei mit parallelgurtigen Auslegerträgern überspannt sind Gegen den Überbau der gelenklosen Mittelöffnung

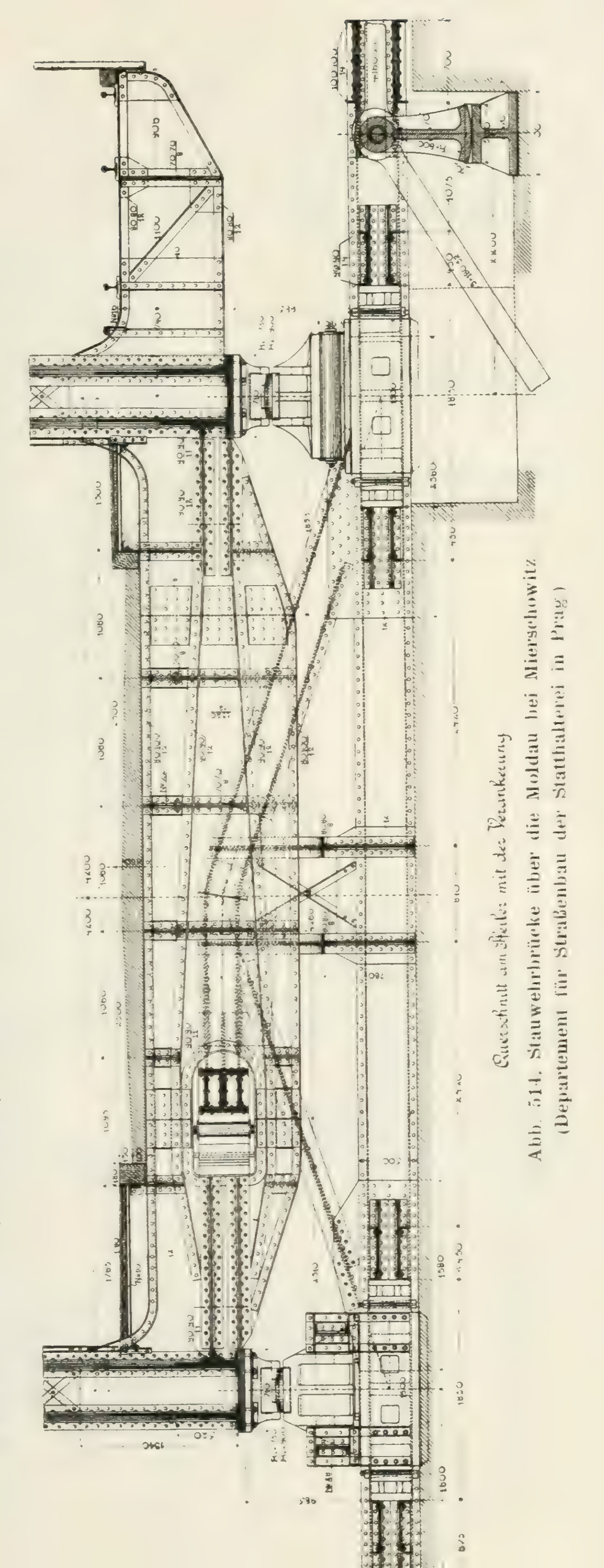


Abb. 514. Stauwehrbrücke über die Moldau bei Mierschowitz (Departement für Straßenbau der Statthalterei in Prag.)

[1]) Die Stauwehrbrücke bei Mierschowitz. Von Oberbaurat F. Weingärtner. 1908.

Abb. 514 ist insofern fehlerhaft, als das bewegliche Lager links, das feste rechts gezeichnet sein sollte.

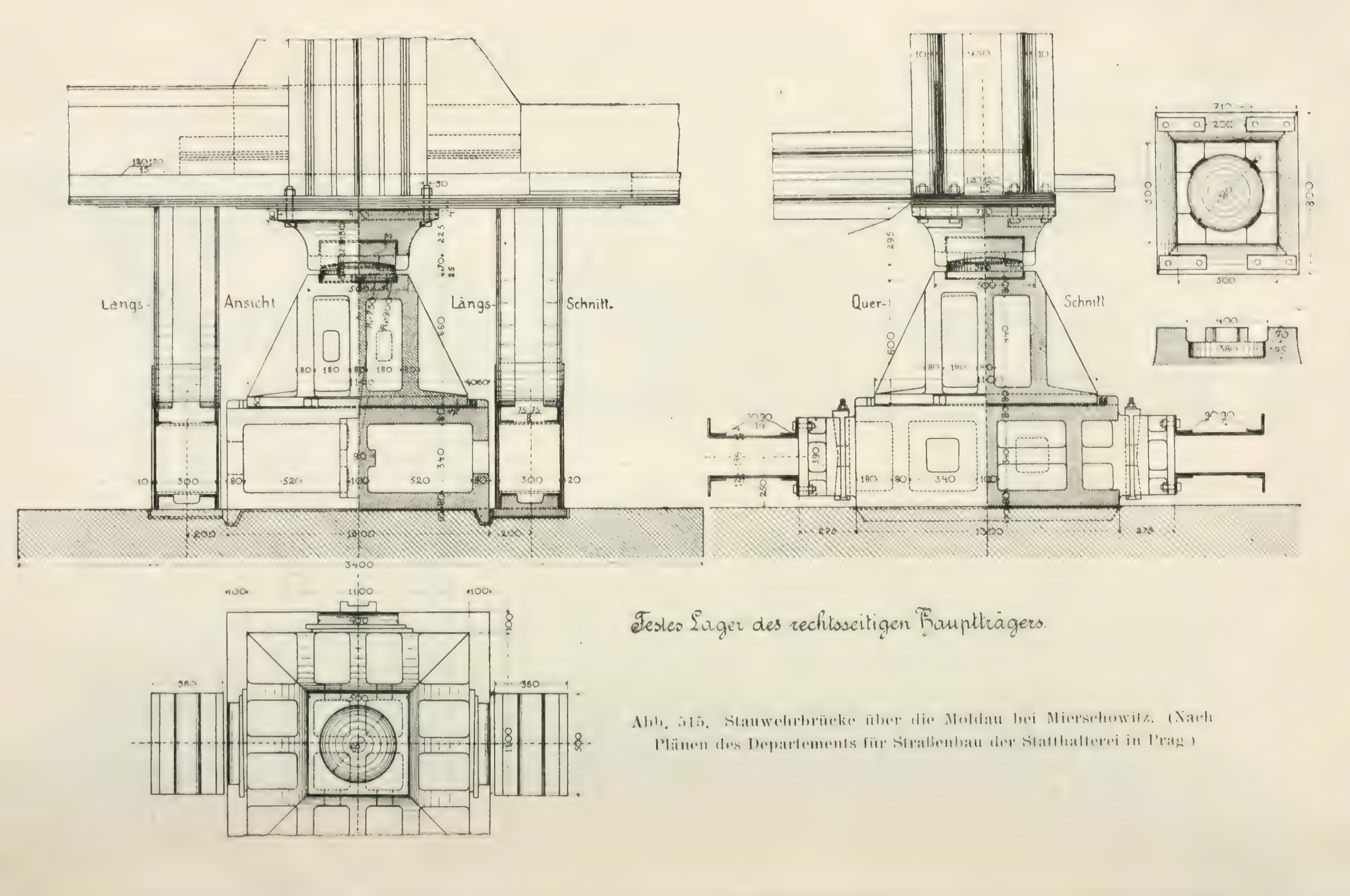


Abb. 515. Stauwehrbrücke über die Moldau bei Mierschowitz. (Nach Plänen des Departements für Straßenbau der Statthalterei in Prag.)

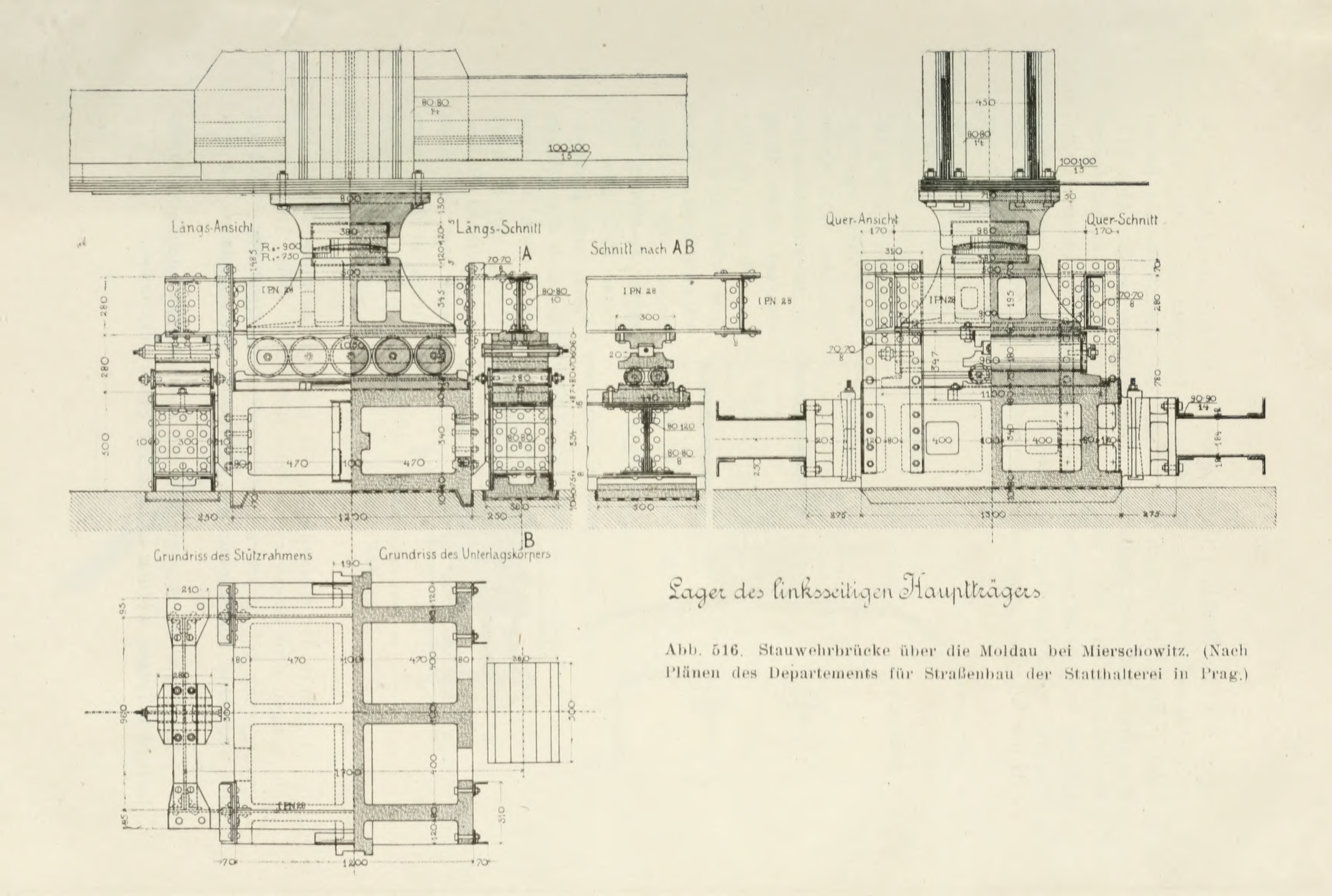


Abb. 516. Stauwehrbrücke über die Moldau bei Mierschowitz. (Nach Plänen des Departements für Straßenbau der Statthalterei in Prag.)

legen sich die Nadeln eines Stauwehres, so daß die Auflager der Träger einem wagrechten Drucke von insgesamt $2 \times 146\,t$ widerstehen müssen. Zu diesem Zwecke sind die Lagerblöcke der beiden Tragwände auf dem Pfeiler von einem Rahmen umfaßt (Abb. 512), der, wie Abb. 513 zeigt, im Pfeiler verankert ist. Dieser horizontale Rahmen ist mittels nachstellbarer Keillager mit den unteren Lagerkörpern der Hauptträger in fester Verbindung; gleichzeitig stützt sich der Überbau gegen einen Querbalken, der, wie Abb. 514 und 517 zeigt, durch den die Pfeilerständer verbindenden Doppelquerträger hindurchgeht und mit dem auf den Pfeiler liegenden Rahmen zu einem Bocke verbunden ist. Das auf diesen Bock einwirkende Kräftepaar wird an dessen rückwärtigem Ende durch die Pendelstütze, an seinem vorderen Ende aber dadurch aufgenommen, daß sich der Rahmen nach oben an zwei kleine, durch Keile nachstellbare Rollenlager legt, die ihren Druck an den Unterteil des Hauptlagers abgeben (Abb. 516).

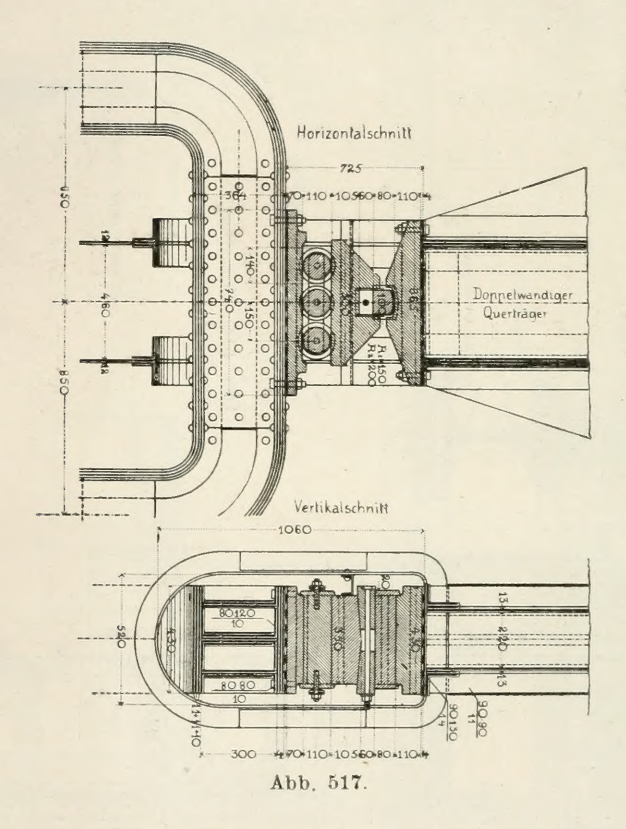


Abb. 517.

Von den vier Lagern des Überbaues der Mittelöffnung ist nur ein Lager fest (Abb. 515), die übrigen sind längsverschiebliche Rollenlager (Abb. 516) und da die Lagerung auf sphärischen Kippzapfen bewerkstelligt ist, so kann die wagrechte Ausbiegung des Überbaues widerstandslos vor sich gehen.

Die Lager der Bogenträger und die Gelenkausbildungen durchlaufender Träger werden an späterer Stelle besprochen.